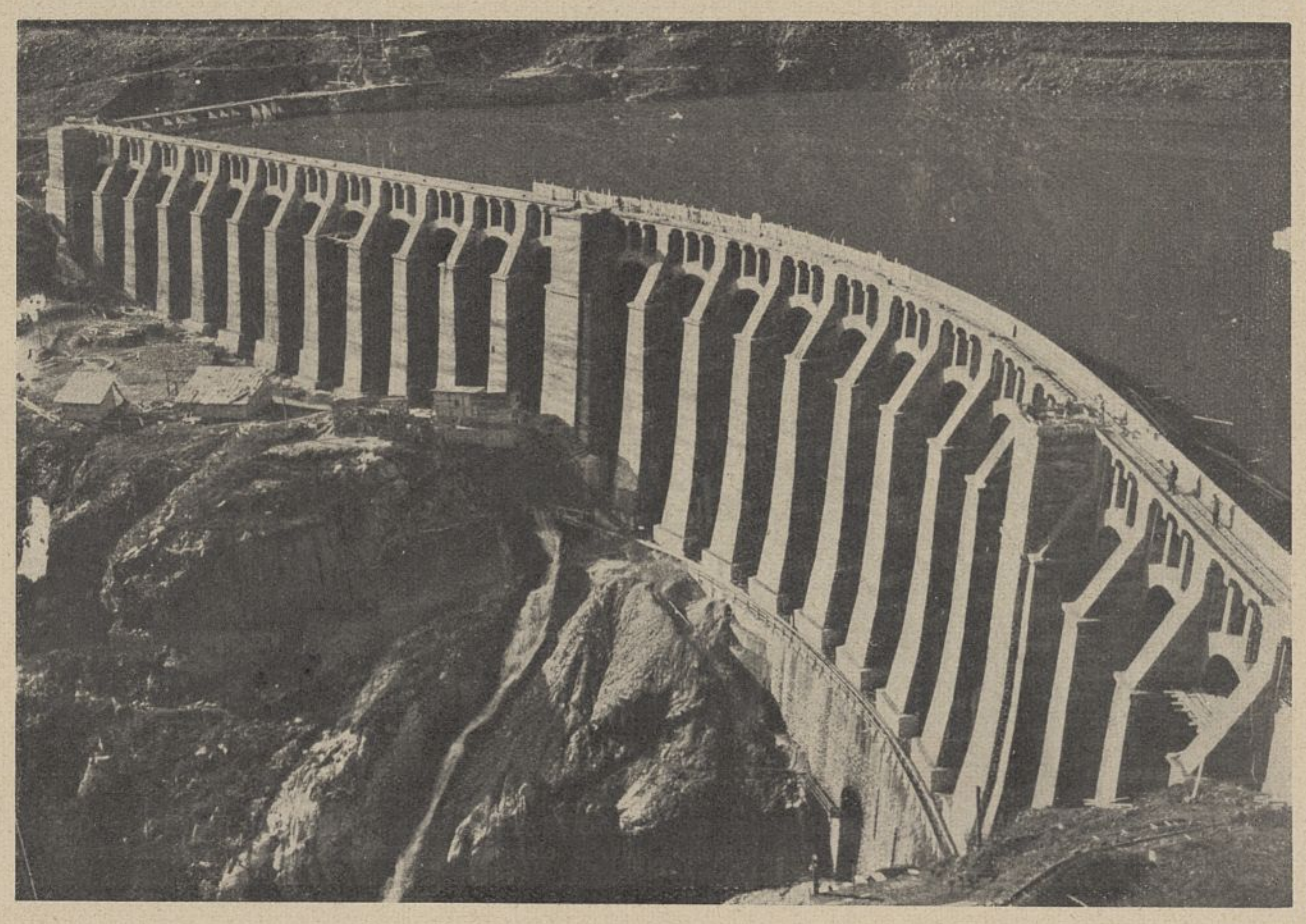


Abb. 1. Die Gleno-Talsperre, nach Fertigstellung.

Der Bruch der Gleno-Talsperre nach dem amtlichen und anderen Gutachten.

Von Prof. Dr.-Ing. **Adolf Ludin** in Charlottenburg.

(Hierzu 2 Tafeln.)

Vorbemerkung. Am 1. Dezember 1923 ist in den Bergamasker Alpen, am Fuße des Monte Gleno, eine eben erst fertiggestellte Talsperre mit rund 4 Millionen Kubikmeter Inhalt plötzlich gebrochen, wodurch insgesamt 500 Menschen das Leben verloren und Wasserschäden im eingeklagten Betrage von 91 Millionen Lire entstanden. Der Unfall hat weit über Italien hinaus die Aufmerksamkeit der Fachwelt auf sich gelenkt, namentlich deshalb, weil einen wesentlichen Bestandteil der gebrochenen Talsperre eine in Gewölbereihenbauweise konstruierte aufgelöste Eisenbetonmauer bildete und es anfänglich schien, als ob die Wahl dieser in neuerer Zeit ebensoviel beliebten wie umstrittenen Bauweise mit verantwortlich für den Unfall zu machen sei.

In Heft 2 des Jahrganges 1924 des Zentralblattes der Bauverwaltung wurde im Anschluß an eine kurze Vornotiz über die Katastrophe eine ausführlichere Besprechung für den Zeitpunkt nach Abschluß der Arbeiten der von der Regierung eingesetzten Sachverständigen-Kommission in Aussicht gestellt. Diese Kommission selbst, der die große Aufgabe einer umfassenden Prüfung all der zahlreichen zurzeit in Italien in Ausführung befindlichen Staumauerprojekte gestellt ist, hat zwar ihre Arbeiten noch nicht abgeschlossen; dagegen liegt ein unter dem 30. April 1924 dem Gerichtshof von Bergamo in dessen Auftrag übergebenes Gutachten der Professoren Danusso und Ganassini vor, das auf 26 Druckseiten, 8 geometrischen und 6 photographischen Tafeln in eingehender Weise die Verhältnisse der Glenosperre vor und nach der Zerstörung darstellt, und nach Möglichkeit alles Material zur Beurteilung der Frage nach Ursache und Schuld zusammengetragen hat. Das Gutachten, Ergebnis eingehender örtlicher Studien und einer gründlichen Prüfung des gesamten Akten- und Planmaterials sowie fachmännischer Zeugenvernehmung, ist begleitet von einem 2½ Seiten langen, durch eine Karte erläuterten geologischen Bericht von Professor August Stella aus Turin und ist veröffentlicht in den Annalen für das öffentliche Bauwesen des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten in Rom, Heft 5 des Jahrganges 1924.

Noch vor Erscheinen dieses Gutachtens, Ende Januar 1924, hatte der Verfasser dieser Mitteilung Gelegenheit, die Unfallstelle eingehend zu besichtigen, allerdings bei starker Schneelage, die einen vollkommenen Einblick in die Gründungsverhältnisse nicht zuließ. Ein ausführlicher Bericht über die Ergebnisse dieser Studienreise ist unter dem 20. Februar 1924 in Nr. 2 der Zeitschrift „Deutsche Wasserwirtschaft", Berlin, erschienen. Auf diese Veröffentlichung wird in nachfolgendem mehrfach unter dem Stichwort „Bericht" Bezug zu nehmen sein. — Auch zahlreiche andere Fachleute haben, zum Teil gleichfalls auf Grund örtlicher Besichtigung, zu dem in die Reihe der großen Talsperrenkatastrophen gehörigen Unfall sich geäußert, z. B. Professor Mattern (Zentralblatt der Bauverwaltung 1924, S. 171 ff.), Prof. Probst (Der Bauingenieur vom 25. XI. 1924 ff.), Professor Rothmund, Dr.-Ing. A. Stücky (Schweizerische Bauzeitung vom 9. Februar 1924), Ingenieur Mina (Mailand) u. a.

Unter dem 30. Oktober 1924 ist dann noch ein zweites, sehr umfangreiches, mit vielen Zeichnungen, Photographien und Tabellen ausgestattetes Gutachten erschienen, das im Auftrage der Bauherrschaft der Glenosperre, der Firma Viganò in Vilminore (Bergamo), verfaßt ist von den Ingenieuren: Professor Mario Baroni, Prof. Ugo Granzotto, Luigi Kambo (Erbauer der Tirsotalsperre) und Urbano Marzoli. Dieser im folgenden als „Privatgutachten" bezeichneten Arbeit haben die Verfasser schließlich noch unter dem 15. April 1925 einen mit zahlreichen Photographien ausgestatteten „Nachtrag" folgen lassen, dem noch zwei geologische Gutachten von Prof. Paolo Vinassa de Regny und von Prof. Mario Felici sowie ein pioniertechnisches Gutachten angeschlossen sind. Auf Grund der genannten Gutachten und Berichte ist die nachfolgende zusammenfassende Darstellung der Katastrophe und ihrer mutmaßlichen Ursachen bearbeitet.

1. Die Glenokonzession und die Geschichte des Entwurfs.

Die Glenosperre sollte das erste Glied eines umfassenden Systems (Taf. 1) von kleinen, zum Teil speicherfähigen Hochdruckwasserkraftwerken im Oberlauf des Dezzoflusses in den Bergamasker Alpen bilden. Die Sperre (Abb. 1 u. 2) schloß eine alte, hochgelegene Gletschermulde des Povobaches ab, unmittelbar oberhalb eines jähen Gefällbruches, wo der Bach sich eine tiefe, schmale Rinne in den aus Porphyritgestein bestehenden Talboden



Abb. 2. Ansicht der Durchbruchstelle von Süden (unterhalb).

gegraben hat. Das Einzugsgebiet der Sperrstelle mißt 8 qkm und die Sohle liegt rund 1500 m ü. d. Meer, so daß bis Darfo, hinunter ins Tal des Oglio, rd. 1300 m Gefälle, die zum Teil unterdessen ausgebaut sind (Abb. 3), des Vorteils der Abflußregulierung teilhaftig wurden.

Am 12. April 1913 hatte Ingenieur Gmür in Bergamo auf Grund seines generellen Projektes die Vorkonzession zur Ausnutzung der Wasserkräfte im Quellgebiet des Dezzo nachgesucht, nachdem schon seit 1907 Teilbestrebungen zur Ausnutzung dieser Wasserkräfte aufgetreten waren. Die Konzession wurde am 31. Januar 1917 erteilt, und zwar mit Zustimmung von Gmür an die Industriefirma Viganò. Gmür übernahm alsbald die weiteren Vorarbeiten für das Bauprojekt, das am 12. Mai 1919 der zuständigen Behörde zur Genehmigung vorgelegt wurde.

Dieses erste Bauprojekt von Gmür sah eine Stauung des Povobaches durch eine einheitliche Gewichtsstaumauer vor. Der pfropfenartige Mauerfuß in der erwähnten Erosionsrinne sollte durch ein Gewölbe von 18 m Spannweite mit wagrechter, parallel zum Talweg laufender Achse gebildet werden, das oberwasserseits durch ein zweites Gewölbe mit senkrechter Achse geschlossen werden sollte. Die ganze Mauer war dabei im Grundriß bogenförmig geplant.

Noch Ende 1919 nahm Ingenieur Gmür eine erste Abänderung des Projektes vor, indem er in dem pfropfenartigen Mauerfuß statt eines 18 m weiten Hohlraums deren drei Stück von je 4,0 m Lichtweite mit senkrechten Zwischenpfeilern anordnete (Projekt 2). Auch hierbei waren oberwasserseits und als Decke der zellenartig ausgesparten Hohlräume stehende und liegende Gewölbe angeordnet (vergl. Abb. 4).

Eine abermalige Projektänderung setzte an Stelle der überwölbten Schlitze einen einzigen von gleichfalls 4 m Lichtweite und rechnete gleichzeitig mit der Wirkung des im Grundriß stärker gekrümmten Pfropfens als stehendes Gewölbe, so daß nur noch der oberhalb der Ränder der Engschlucht liegende Mauerteil als ausgesprochene Gewichtsstützmauer beansprucht erschien. Auf diesen dritten Entwurf bezieht sich die Baugenehmigung, die allerdings erst am 28. März 1921 erteilt wurde, nachdem schon im Juli 1919 mit den Aushub- und im Juni 1920 mit den Mauerarbeiten begonnen worden war.

Im September 1920 starb Ingenieur Gmür und an seiner Stelle wurde Ingenieur Santangelo mit der Leitung der Arbeiten betraut. Santangelo, der bisher hauptsächlich auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues tätig gewesen, ersetzte in nochmaliger Projektsänderung (Projekt 4) die Gewichtsstützmauer durch eine aufgelöste Eisenbetonkonstruktion. Bemerkenswert ist die im Privatgutachten dafür gegebene Erklärung: „. . . Ing. Santangelo wußte, daß der oberste Wasserwirtschaftsrat in Rom neue Vorschriften für Gewichtsstaumauern ausarbeitete, Vorschriften, denen der Stützmauerquerschnitt der Projekte 1 bis 3 nicht genügte, und schlug daher dem Bauherrn Viganò den Ersatz der Gewichtsstaumauer durch eine Gewölbereihensperre in Eisenbeton vor." Das neue Projekt wurde im Februar 1922 der technischen Behörde vorgelegt, nachdem (wie das Privatgutachten angibt) im Laufe des Jahres 1921 die Ingenieure der technischen Behörde (Genio Civile von Bergamo) von der Projektänderung in einer Besprechung verständigt waren und sie im Prinzip gebilligt hatten. Die mit dem neuen (vierten) Projekt im Februar 1922 dem Amt vorgelegte statische Berechnung bezog sich (wie Verfasser dieses Aufsatzes selbst feststellen konnte) ausschließlich auf den Oberbau, die Gewölbereihe, und war dabei an sich ziemlich dürftig. Die statischen Verhältnisse des Mauerklotzes, der die Unterlage der neuen Konstruktion zu

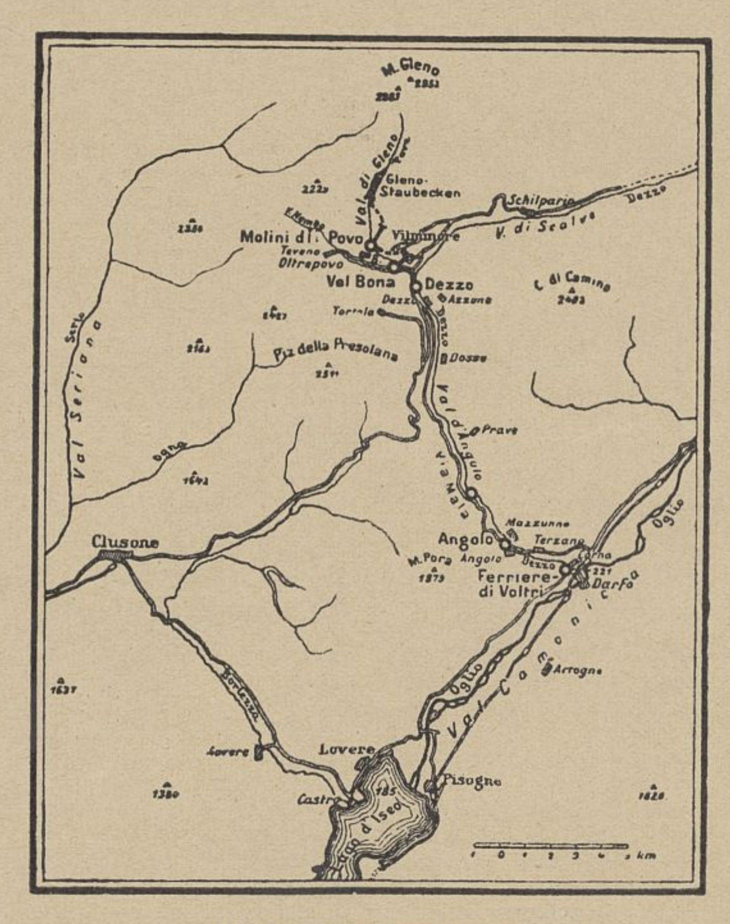


Abb. 3. Uebersichtslageplan.

Der Bruch der Glenotalsperre nach dem amtlichen und anderen Gutachten.

Längenschnitt.

Lageplan. Uebersicht der in Aussicht genommenen Wasserkraftausnutzung in den Bergamasker Alpen.

Verlag von Guido Hackebeil A.-G., Berlin S 14

bilden hatte, wurden in der Berechnung nicht (!) behandelt. Dabei wurde aber, anscheinend im Zusammenhang mit der unterdessen fortlaufenden Bauausführung, der im Projekt 3 nur als luftseitige Aussparung eingezeichnete Schlitz (Abb. 4), der als Grundablaß während der Bauzeit zu wirken bestimmt war (nähere Erläuterung: „wie", fehlt), schräg durch den Grundriß des Grundmauerklotzes bis an die Oberwasserseite durchgeführt. Hier vorn wurde er später durch ein stehendes Gewölbe abgeschlossen, das von einem eisernen Grundablaßrohr durchdrungen wurde. Ueber die Art, wie diese Durchführung des Grundablaßschlitzes von hinten bis vorn in das Projekt bzw. die Ausführung hereinkam, geben leider sowohl das amtliche wie das private Gutachten keine befriedigende Aufklärung. Dabei ist diese Frage sehr wichtig, weil der den Mauerklotz vollständig durchdringende Schlitz die angestrebte Wirkung des Grundmauerpfropfens als Gewölbe völlig aufheben mußte. Die schräge Grundrißanordnung konnte daran nicht viel ändern, mußte aber andererseits dadurch sehr ungünstig wirken, daß sie die Ausbildung einer spitzwinkligen Mauerkante an der luftseitigen Stollenmündung bedingte. Auf diesen ganz besonders wichtigen Punkt gehen wir später noch gründlich ein.

Die Annahme des neuen (vierten) Projektes bedingte bei Beginn des Baujahres 1921 umfangreiche Aenderungen an den im Jahre 1920 ausgeführten Arbeiten. Zur Aufnahme der Pfeilerfüße mußte auf dem rechten Hochufer aufgeführtes Bruchsteinmauerwerk und auch solches des Klotzes in der Schlucht teilweise abgetragen werden.

Da die untere Pfeilerlänge eines Gewölbereihendammes größer ist als die Sohlenbreite einer entsprechenden Gewichtsstützmauer, war es ferner notwendig, den Grundmauerklotz nachträglich zu verbreitern. Diese Verbreiterung erfolgte nach dem amtlichen Gutachten an der Bergseite des Klotzes, und zwar in Beton.

Während der Bauausführung erlitt auch das Projekt Santangelo (Projekt 4) noch einige Aenderungen (Projekt 5). Die talseitige Böschung der Pfeiler sollte ursprünglich zwischen + 1533 und + 1538 10 : 1, von hier bis + 1543 20 : 1 betragen; aber tatsächlich wurde die Böschung von + 1533 bis + 1543 durchgehend mit 10 : 1 ausgeführt. Die Breite der oberen, wagerechten, die Straße tragenden Gewölbe wurde von 3,50 m auf 4,32 m erhöht. Diese Aenderungen bedeuteten an sich eine Verbesserung der theoretischen Standfestigkeit des Bauwerks. Die talseitige Böschung des Mauerklotzes wurde abweichend vom genehmigten Projekt statt 5 : 1 mit 10 : 1, also steiler, ausgeführt. Ob diese Aenderung schon beim ersten Hochführen des Klotzes vorgenommen wurde oder erst durch späteres Vorkleben, geht aus dem Text des amtlichen Gutachtens nicht klar hervor. Nach dem Privatgutachten scheint schon bei der ersten Ausführung die Böschung 10 : 1 gewählt worden zu sein. Die talseitige Verbreiterung des Klotzes in der Höhe + 1521, die als Weg dienen sollte und die im ursprünglichen Projekte mit 2,20 m vorgesehen worden war (vgl. Abb. 11 im „Bericht" des Verfassers), wurde von Ing. Santangelo sehr erheblich herabgesetzt (Abb. 4). Die talseitigen Leitlinien des Klotzes und des darauf ruhenden Teiles der aufgelösten Mauer konnten außerdem (anscheinend infolge von Ausführungsfehlern? D. Verf.) nicht mehr konzentrisch gemacht werden. Daher fiel der Abstand der Pfeilerfüße von dem talseitigen Rande des Klotzes verschieden groß aus; der kleinste Abstand betrug nur 10 cm (bei den Pfeilern Nr. 5 und 7). —

Die Abmessungen des Bauwerks gehen aus Abb. 5 und 6 hervor, hier seien nur folgende Angaben gemacht:

Das Stauziel des ersten Projektes wurde (mit 1548 m ü. d. M.) beibehalten.

Im Grundriß besteht die Sperre aus zwei geradlinigen Flügelteilen, die tangential an einen im Radius 93,5 m gekrümmten Mittelteil anschließen. Dieser Mittelteil hat eine Abwicklungslänge von 72 m, der rechte Flügel ist 96, der linke 32 m lang, ungerechnet die 4 m starken Landpfeiler und die Anschlußflügelmauern. Am rechten Flügel ist ein im rechten Winkel zurückspringendes Ueberlaufwehr als Hochwasserentlaster angeordnet. Die Zwischenpfeiler der 25 Einzelgewölbe haben einheitlich 8 m Achsabstand. Der Talweg liegt in Höhe 1498, die Oberfläche des Klotzes auf 1521, die des Pfeilersockels auf 1523, das H. H.-W. auf 1549, die massiven Geländerkronen auf 1550,8. Der Pfeiler ist unten (Höhe 1523) 23,5 m lang und 4,44 m stark; in Höhe 1543 setzt er von 2,00 auf 1,50 m Stärke

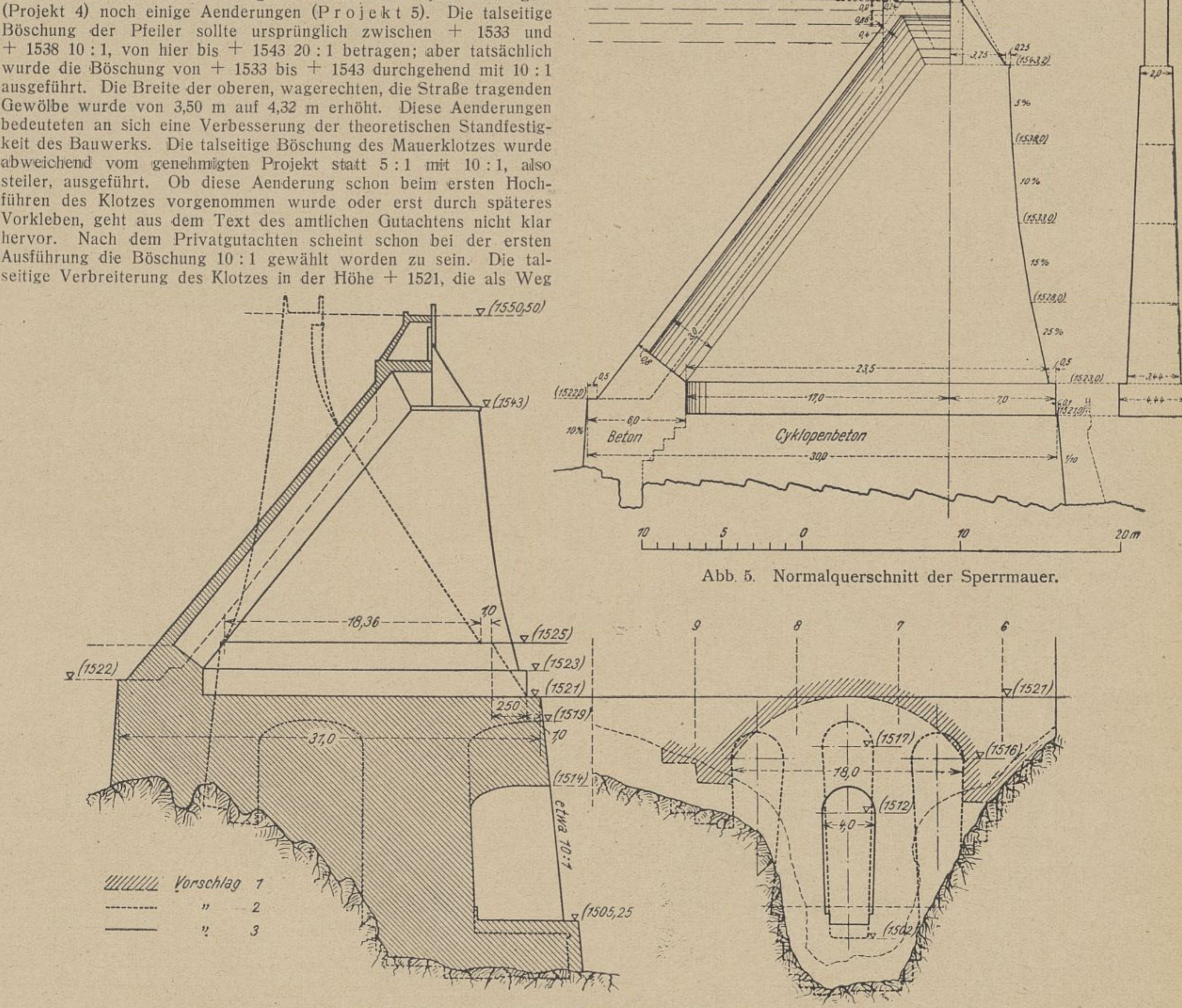


Abb. 5. Normalquerschnitt der Sperrmauer.

Abb. 4. Die verschiedenen Entwürfe der Sperrmauer.

ab. Das Gewölbe ist oben 0,35 m und unten (1524,75 m ü. d. M.) 0,80 m stark. Die Höhe des aufgelösten Bauwerkes beträgt somit: über dem Klotz: 29,8 m, die Gesamthöhe über Talweg: 52,8 m; der Klotz selbst hat eine größte Höhe von 23 m.

2. Die statischen Verhältnisse des Bauwerkes.

Die dem Projekt von Ingenieur Santangelo beigegebene statische Untersuchung beschränkte sich, wie schon gesagt, auf die aufgelöste Sperrmauer oberhalb der Höhenkote 1521, setzte somit anscheinend als selbstverständlich voraus, daß der Mauerklotz in der Talenge in jeder Beziehung reichliche Sicherheit biete. Wie wenig diese Voraussetzung zutraf, wird weiter unten nachgewiesen.

a) Die statischen Verhältnisse der Gewölbereihensperre.

a₁) Die Beanspruchung der Gewölbe. Das amtliche Gutachten bezeichnet die im Projekt Santangelo enthaltene statische Untersuchung der Gewölbe, die nach den in Italien üblichen, von Professor Guidi aufgestellten Normen durchgeführt war, als ausgezeichnet und läßt sie unbeanstandet. Die erwähnte, dem Projekt beigegebene Untersuchung hat das Gewölbe in drei Höhen, bei einer Wassertiefe von 6,75, 18,95 und 25,35 m untersucht und dabei auch dem Einfluß der Temperaturveränderungen (mit vielerlei Annahmen) Rechnung getragen: ausgehend von einer Bautemperatur von 12° wurde für leeres Becken eine kleinste Wintertemperatur von —10° und eine höchste Sommertemperatur von +30° angenommen, dagegen für gefülltes Becken bei gleichen Lufttemperaturen für den Winter eine tiefste Wassertemperatur von +4° und eine sommerliche höchste Wassertemperatur von + 10°, wobei dann die mittlere Temperatur des Gewölbebetons gleich dem jeweiligen arithmetischen Mittel von Luft- und Wassertemperatur gesetzt wurde.

Da die Berechnung zu große Zugspannungen in den Gewölben ergab, wurde eine doppelte Eisenbewehrung vorgesehen, bei deren Berücksichtigung sich dann die größte Betondruckspannung zu 38,2 kg/cm² und die größte Eisenzugspannung zu 1560 kg/cm² ergaben. Diese beiden Werte sind zu hoch, die Eisenzugspannung sogar erheblich, weniger mit Rücksicht auf die reine Eisenzugfestigkeit als mit Rücksicht auf die entsprechenden unzulässig hohen Dehnungen, die zu starker Haarrißbildung im Beton, und zwar an den Kämpfern an der Wasserseite, führen mußten. Das amtliche Gutachten geht auf diesen Punkt nicht weiter ein, wohl in der richtigen Erwägung, daß diese an sich zwar für die Dauerhaftigkeit des Bauwerks bedenkliche Feststellung doch nicht einen wesentlichen Beitrag zu der Begründung des tatsächlichen, frühzeitigen Bruches liefern konnte. Doch sei festgestellt, daß die Abmessungen der Gewölbe und besonders ihre Bewehrung zu knapp gewählt waren (vgl. auch „Bericht“ S. 40/41), ganz abgesehen von der Qualität der Ausführung.

a₂) Die Standfestigkeit der Pfeiler. Das amtliche Gutachten erkennt an, daß die graphisch durchgeführte statische Untersuchung des Pfeilers richtig ist, und die selbständig durchgeführte Nachrechnung der Gutachter die im Projekt enthaltenen Ergebnisse bestätigt hat. Die Drucklinie blieb bis zur Höhe 1521 herunter in den betrachteten Horizontalschnitten nahezu vollkommen innerhalb des Kerns, so daß (nach den Berechnungen des Verfassers im „Bericht“ S. 41 ff.) nur unbedeutende Zugspannungen (höchstens 1,2 kg/cm² in der Höhe 1528) auftreten konnten. Die größte Druckspannung in der luftseitigen Oberfläche des Pfeilersockels ergab sich nach den Berechnungen des Verfassers zu 10,9 kg/cm², nach dem amtlichen Gutachten und dem Projekt zu annähernd 10 kg/cm². In der Unterfläche des Pfeilersockels, Höhe 1521, ergab sich nach den Berechnungen des Verfassers eine größte Druckspannung von 8,5 kg/cm², nach dem amtlichen Gutachten eine solche von 8,1. Während die Pfeiler in Zementbeton hergestellt sind (allerdings, wie noch nachzuweisen, in sehr mangelhafter Weise) wurden die Sockel aus sehr schlechtem Bruchsteinmauerwerk, teilweise unter Verwendung von örtlich gewonnenem Kalk, ausgeführt. (Abb. 7 u. 8.)

Unter diesen Umständen darf die angegebene Pressung von 8,5 bzw. 8,1 kg/cm², wie auch das amtliche Gutachten mit Recht hervorhebt, nicht mehr als ganz unbedenklich angesehen werden.

a₃) Die Gesamtanordnung der Gewölbereihensperre. Bei Besprechung der Standsicherheit der Gewölbereihe muß auch der Einwände gedacht werden, die von Herrn Prof. Mattern gegen die bogenförmige Grundrißanordnung des Mittelstückes der Gewölbereihe unter anderem im „Zentralblatt der Bauverwaltung“ S. 171 ff., Jahrgang 1924 erhoben wurden. Diese Beanstandungen gehen im wesentlichen von der Anschauung aus, daß der mit rd. 94 m Radius gekrümmte Mittelteil der Sperre, als Ganzes (d. h. als ein großer Bogen) betrachtet, einen bedeutenden „Gesamtgewölbeschub“ auf die benachbarten geraden Strecken ausgeübt haben müsse, demgegenüber die 4 m starken Gruppenpfeiler nicht ausreichende Maße gehabt hätten, so daß sie weichen und zum Zu-

Abb. 6. Grundriß der Sperrmauer an der Bruchstelle.

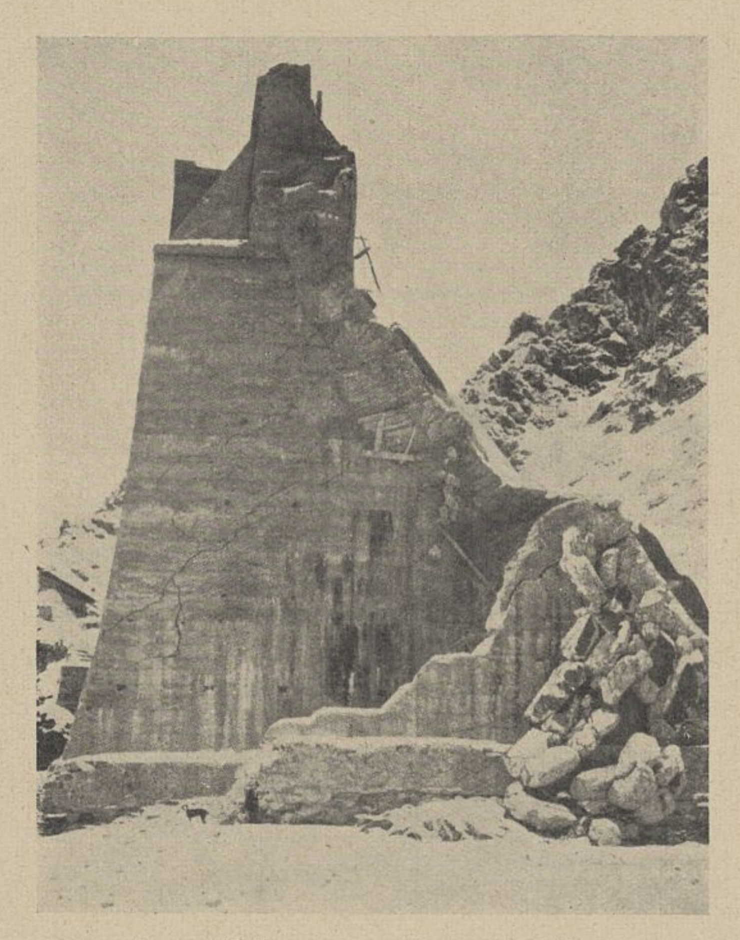


Abb. 7. Pfeiler 13, davor Rest von Pfeiler 12.



Abb. 8. Pfeileruntermauerung (Pfeiler 12), Seitenansicht gegen Pfeiler 13 hin gesehen.

sammensturz des Mittelteils hätten beitragen müssen. Hieraus wird dann der Schluß gezogen, daß man Talsperren aufgelösten Querschnitts allgemein und grundsätzlich im Grundriß nicht bogenförmig, sondern nur in gerader Linie bauen dürfe.

Diesen Ausführungen vermag der Verfasser nicht beizupflichten, da sie eine Größe der „Gesamtbogenwirkung" voraussetzen, die bedeutend über das tatsächlich mögliche Maß hinausgeht. Die „Gesamtbogenwirkung" kommt dadurch zustande, daß sich die Kämpfer der Einzelgewölbe unter Belastung infolge elastischen oder unelastischen Nachgebens der Pfeilerstirnen radial nach der Achse des „Gesamtbogens" hin verschieben. Hierdurch wird eine Verkürzung der Gesamtbogenlänge bzw. der einzelnen Kämpferabstände der Einzelbögen und damit das Auftreten einer sekundären „Gesamtbogenwirkung" bedingt. Bei einer massiven Stützmauer mit gekrümmtem Grundriß kann diese sekundäre Gesamtbogenwirkung sehr beachtenswerte Größe annehmen, wovon man bei den Einzelgewölbesperren Nutzen zieht. Anders bei einer Reihengewölbesperre, denn die Pfeiler sind hier, auch bei schlechter Ausführung und hoher Beanspruchung, in der in Frage kommenden (radialen) Verschiebungsrichtung ein vergleichsweise sehr „steifes" System, während der „Gesamtbogen" in seiner „blasebalgförmigen" Ausbildung ein vergleichsweise sehr „elastisches" System darstellt, bei dem schon sehr bedeutende Aenderungen der Kämpferentfernungen nötig wären, um beachtenswerte sekundäre Gesamtbogenschübe hervorzubringen.

Außerdem ist übrigens noch zu beachten, daß die auftretende sekundäre Gesamtbogenwirkung für die Einzelgewölbe günstig, nämlich der Wirkung des Wasserdruckes entgegen gerichtet ist, und gleichzeitig die Standsicherheit des beiderseitigen starken Gruppenpfeilers bei ihrer stets vergleichsweise sehr geringen Größe keinesfalls nennenswert verschlechtern kann. —

Diese allgemeine Auffassung und nicht das Uebersehen der erwähnten sekundären Wirkung des Bogengrundrisses hat vermutlich die verschiedenen Fachmänner, die mehrfach gleichzeitig mit dem Verfasser über die Glenosperre geschrieben haben, auch abgehalten, auf diesen im Vergleich zu den anderen Fragen wesentlich minder belangreichen Punkt weiter einzugehen.

Jedenfalls erscheint es danach nicht gerechtfertigt, aus den besprochenen elastischen und statischen Wirkungen zu folgern, daß aufgelöste Staumauern grundsätzlich unbedingt nicht mit bogenförmigem Gesamtgrundriß angelegt werden sollten. Allerdings kann die geradlinige Anordnung den Vorteil größerer Einfachheit in der Formbildung gewinnen lassen. Doch gerade auch dieser Punkt wird vielleicht bei höheren Mauern, bei denen die Pfeilerstärke stark nach unten zu-, somit die lichte Gewölbeweite entsprechend abnimmt, in einem gekrümmten Grundriß Vorteil finden lassen: man kann es dabei erreichen, daß die innere Gewölbeleibung nach einem reinen Kreiszylinder konstanten Zentriwinkels gebildet ist, was Vorteile für die Bauausführung bietet. Auch die Geländegestalt (Hanganschluß) kann wohl einmal den Bogengrundriß gegenüber dem geraden vorteilhafter erscheinen lassen. Unter diesem Gesichtspunkt könnte sogar einmal ein nach der Luftseite konvexer Gesamtbogengrundriß oder auch eine nach Wasser- oder Luftseite geknickte Grundrißachse zweckmäßig erscheinen, ohne daß rein vom Standpunkt der Standsicherheit aus etwas dagegen einzuwenden wäre. Als ein Beispiel der letztgenannten Anordnung kann die in den letzten Jahren in Kalifornien erstellte Palmealesperre genannt werden.[1])

Grundsätzlich möchte der Verfasser in dieser ganzen Einzelfrage es der Praxis überlassen sehen, sich im Laufe der noch im vollen Fluß befindlichen Entwicklung der Theorie und Ausführung der Gewölbereihensperren die vorteilhaftesten Formen frei von allen nicht dringend gebotenen Beschränkungen zu suchen.*)

---

[1]) Auf Grund einer Mitteilung von Ing. Nötzli an den Verfasser; vgl. auch Aufsatz von Kambo in l'Energia Elettrica, Juni 1925, S. 552/53.

*) Hierzu äußert sich Prof. Mattern wie folgt:

Man wird bei einem Halbmesser von 94 m die Gesamtbogenwirkung nicht unbedeutend einschätzen dürfen, wie nachstehende Aufrechnung erkennen läßt. Wenn man das System der Einzelbögen als Ganzes betrachtet, so spielt die innere Bauweise keine Rolle, wenn nur Steifigkeit in sich vorhanden ist, um den Gesamtschub zu übertragen. Und da die Einzelpfeiler der Glenotalsperre durch liegende Zwischenbögen nächst der Krone und durch schrägstehende, durch Wasserdruck überdies verspannte Gewölbe gegeneinander gestützt waren, so scheint mir die Starrheit des Tragekörpers, besonders nächst der Wasserseite in der Talsperrenachse genügend, um den Gesamtbogenschub weiterzugeben.

Die aufgelöste Bauweise ist sehr verwickelt, so daß man an ihr diese Vorgänge rechnerisch verläßlich kaum erfassen kann. Setzt man aber, um sich ein ungefähres Bild von den auftretenden Kräften und Beanspruchungen zu machen, an seine Stelle einen vollen Querschnitt, so wird an den Gesamtschlußkräften nichts geändert. Ich lege hierbei den Querschnitt der Nordhauser Sperre zugrunde, die vor der Aufhöhung eine Höhe von 28 m hatte, also annähernd wie die Glenosperre vom normalen Stau bis Oberkante Grundmauerklotz. Nach der Ringspannungsformel, nach der eine Reihe ausgeführter Bogentalsperren berechnet sind, ergibt sich, indem man die Stützmauerwirkung außer acht läßt, mit genügender Genauigkeit:

$$\sigma = \frac{R \cdot t}{d}$$

(R = Krümmungshalbmesser, t = Wasserdruck auf die Flächeneinheit, d = Mauerstärke, σ = Baustoffbeanspruchung).

Für die Maßverhältnisse der Glenosperre ist nächst der Sohle $\sigma = \frac{94 \cdot 27}{21} = 12{,}1$ kg/cm². In der gefährlichen Fuge in rd. 21 m Wassertiefe findet man $\sigma = 13{,}6$ kg/cm². Das sind starke Pressungen und danach kann man sich eine Vorstellung von der Größe des wagerechten Schubes machen. Wenn zwar dieser Schub nach dem Stauspiegel hin abnimmt — verhältnismäßig wird der Bogenanteil nach oben hin stärker gegenüber der Standmauerwirkung, absolut genommen aber kleiner — so sind das starke Kräfte, die an dem mäßigen Gewicht der Gruppenpfeiler am Werke waren. Hieraus mußte eine wesentliche Gefahr für das Bauwerk entstehen, dem ausreichende Widerlager fehlten. Und diese Gefahr wurde noch erhöht durch die anderen Konstruktionsfehler und die schlechte Bauausführung. Welchem Mangel hierbei ein größerer Einfluß auf den Umsturz beizulegen ist, wird im einzelnen kaum festzustellen sein. Wahrscheinlich haben alle mitgewirkt. (Wenden)

Das Gutachten der italienischen Gerichtssachverständigen hat daher mit Recht die allgemeine Grundrißanordnung der Gewölbereihensperre am Gleno nach einem von geraden Anschlüssen flankierten Bogen auch nicht beanstandet.

b) Die statischen Verhältnisse des Grundmauerklotzes.

Wie schon oben erwähnt, berührte das Genehmigungsprojekt von Ingenieur Santangelo die statischen Verhältnisse des Grundmauerklotzes gar nicht. Es wurde als selbstverständlich vorausgesetzt, daß der Mauerklotz in jeder Beziehung reichliche Sicherheit biete. Indes mußte eine rein gefühlsmäßige Betrachtung schon für das Projekt Gmür, wo noch durch eine aufgesetzte massige Staumauer ein der Breite nach gleichmäßig verteilter Flächendruck auf den Grundmauerklotz übertragen worden wäre, ernste Bedenken wachrufen, namentlich angesichts der steilen talseitigen Anzugsfläche des Klotzes. Diese Bedenken mußten angesichts des Projektes Santangelo noch ganz besonders gesteigert werden. Denn nicht nur wurde dem Grundmauerklotz jetzt die Aufnahme auf schmale Streifen (die Pfeilersockel) konzentrierter Einzelflächendrücke zugemutet, vielmehr war gleichzeitig die steiler als im früheren Projekt gestellte talseitige Begrenzungsfläche ganz eng an den luftseitigen Pfeilerfuß herangeschoben. Für einen rein als Gewichtsstaumauer wirksamen Baukörper der in den Abb. 5, 9 und 10 (Taf. 2) dargestellten Querschnittsform läßt schon der Augenschein ein starkes Heraustreten der Drucklinie aus dem Kern als unvermeidlich erscheinen. Dem Projektverfasser mag noch in Reminiszenz an die drei ersten Projekte von Ingenieur Gmür eine bogenförmige Verspannung des Grundmauerklotzes im wagerechten Sinne zwischen den Felswänden als wesentliches Moment der Standsicherheit dieses wichtigen Bauteiles vorgeschwebt haben. Dabei wäre aber ganz übersehen, daß die Krümmung bei der Massivheit dieses „Bogens“ viel zu schwach war und vor allem: daß der Grundmauerklotz durch den rd. 10 m hohen, von oben bis unten die Mauermasse durchdringenden, schlitzförmigen Grundablaß in zwei getrennte Teile zerschnitten war, womit jede Gewölbewirkung, mindestens in der betreffenden Zone (etwa zwischen 1503 und 1514), tatsächlich ausgeschlossen war. Es bleibt somit nichts anderes übrig, als, wie es auch das amtliche Gutachten getan hat, die Standfestigkeit des Grundmauerklotzes in seiner Wirkung als Stück einer Gewichtsstaumauer zu suchen und dementsprechend die rechnerische Untersuchung zu versuchen.

Da der Querschnitt in der unteren Zone erheblich von einem normalen Staumauerquerschnitt abweicht (weil der Grundmauerklotz der abschüssigen Rückseite der das Tal abschließenden Felsschwelle luftseitig vorgelegt ist), so haben die amtlichen Gutachter bei ihrer auszugsweise in Abb. 10 (Taf. 2) wiedergegebenen zeichnerischen Untersuchung die Verhältnisse in folgender Weise zu erfassen gesucht: sie ergänzten den Querschnitt zunächst durch Anfügung des innerhalb des Felsuntergrundes liegenden Körpers G D M und ermittelten dann für diesen virtuellen Querschnitt in üblicher Weise die Drucklinie und die Spannungsverteilung an der Sohle (1507 ü. d. M.). Die auf Grund dieser Untersuchung sich für den vorher hinzugefügten Teil G D M ergebenden äußeren Kräfte setzten die Gutachter sodann

---

Wo aber eine solche Gewölbereihenmauer zwischen festen Widerlagern aus felsigen, unnachgiebigen Berghängen eingespannt ist, da erwächst die Gefahr, daß nach Ueberwindung des inneren Widerstandsvermögens die Einzelgewölbe durch die Bogenwirkung blasebalgartig in sich zusammengedrückt werden. Eine Bedenklichkeit ergibt sich daher so oder so aus dem gekrümmten Grundriß.

Diese Frage scheint mir im übrigen wichtig genug, um einen Versuch zu machen, die verschiedenen Auffassungen an einem Modell in einer Versuchsanstalt durch Bruchbelastung zu klären.

Charlottenburg. E. Mattern.

mit dem Teilgewicht dieses Körpers zusammen und brachten die erhaltene Resultante nunmehr als äußere Kraft für den wirklichen Mauerquerschnitt A B E D an, nachdem sie noch geprüft hatten, ob der schräge Schnitt (A D) die entsprechenden Kräfte zu übertragen vermochte.

Bei diesem Verfahren ist den amtlichen Gutachtern das Versehen unterlaufen, die Schubspannungen in der Fuge G D zu übersehen, so daß ihr Rechnungsergebnis einer luftseitigen Druckspannung auf wagerechter Fuge von 13,4 bis 18,6 kg/cm² nicht richtig ist. Die Privatgutachter haben das erwähnte Versehen auch festgestellt und errechnen unter Berücksichtigung der Schubspannungen eine größte Pressung von 9,65 kg/cm² (für Pfeiler 7).

Bei diesen beiden und auch bei anderen bisher durchgeführten statischen Nachprüfungen des Mauerklotzes ist nun aber noch gar nicht dem Umstand Rechnung getragen, daß der Klotz in sehr ungünstiger spitzwinkliger Richtung durch einen hohen 4 m breiten Schlitz, den Grundablaßstollen, verschwächt ist. Eine Betrachtung der Abb. 11 und 12 (Taf. 2) muß unbedingt zu der Einsicht führen, daß die senkrechten Kanten des luftseitigen Stollenmundes besonders beansprucht und, da sie auf 8 m Höhe frei standen, gefährdet waren. Der konzentrierte Kraftfluß von den Kämpfern des 4 m weiten Deckengewölbes herunter, der sich zu den beiderseitigen „normalen“ Stützmauerbeanspruchungen addierte, kann die tatsächlichen Pressungen in diesen Kanten leicht auf ein Mehrfaches der für den massiven einheitlichen Mauerklotz nachweisbaren Werte erhöht haben. Damit war aber, ganz besonders für die linke, spitzwinklige Kante des Stollenmundes die Möglichkeit des Abscherens in einer etwa den Hauptspannungsrichtungen entsprechenden Kegelfäche (Abb. 13 Taf. 2) gegeben. Wie das amtliche Gutachten eingehend unter Zugrundelegung des tatsächlichen Verlaufs der Bruchfläche (Abb. 14) ausführt, spricht alles dafür, daß an diesem Punkte die stärkste Ueberanstrengung des Materials stattgefunden und hier die Zerstörung eingesetzt hat. Allerdings setzt auch diese tatsächlich sehr wahrscheinliche Erklärung voraus, daß das Mauerwerk nicht einwandfrei ausgeführt gewesen sein kann. Es wird im weiteren aber auch nachzuweisen sein, daß sowohl das Mauerwerk wie die Art der Gründung äußerst mangelhaft waren.

3. Geologische Verhältnisse.

In dem geologischen Gutachten von Prof. Stella, Anlage des amtlichen Gutachtens, wird der Untergrund an der Stelle der Gleno-Sperre als sehr günstig für die Errichtung einer Staumauer und die Anlage eines Staubeckens bezeichnet. Zum gleichen Urteil kam übrigens auch in einem vor Erteilung der Baugenehmigung abgegebenen geologischen Gutachten Prof. Taramelli (gegen welchen sich, allerdings mit wenig beweiskräftigen und das Wesentliche der Sache nicht treffenden Ausführungen, sein Amtsnachfolger in einem dem Privatgutachten angehängten Schriftsatz wendet).

Das ganze Tal und Einzugsgebiet des Glenobaches liegt nach Taramelli und Stella in stark verkieselten Konglomeraten und Sandsteinen aus einer sehr alten Formation (Perm), die mit mächtigen Porphyritriegeln durchsetzt sind. Die Verhältnisse werden sowohl hinsichtlich der Natur wie der Lagerung des Gesteins als günstig bezeichnet. Der jähe Gefällbruch an der Sperrstelle ist nach den erwähnten Sachverständigen auf das gleichzeitige Wirken des alten, bis hierher reichenden Glenogletschers und der Erosion durch sein abfließendes Schmelzwasser zurückzuführen.

Nur der rechte Sperrenflügel bis zum Pfeiler Nr. 19 stand auf dem Sandstein, der ganze übrige Hauptteil des Bauwerks dagegen auf einem großen Porphyrstock, der wohl oberflächlich zerklüftet, doch im Inneren vollkommen dicht war infolge Verkittung der Klüfte durch eisenhaltige Quarzadern. Auch bei vollem Stau zeigten sich, so betont Prof. Stella, keinerlei Durchsickerungen durch das Gebirge, während aus der Sohlenfuge des Bauwerks und durch das Mauerwerk selbst erhebliche Sickerungen austraten (vgl. weiter unten).

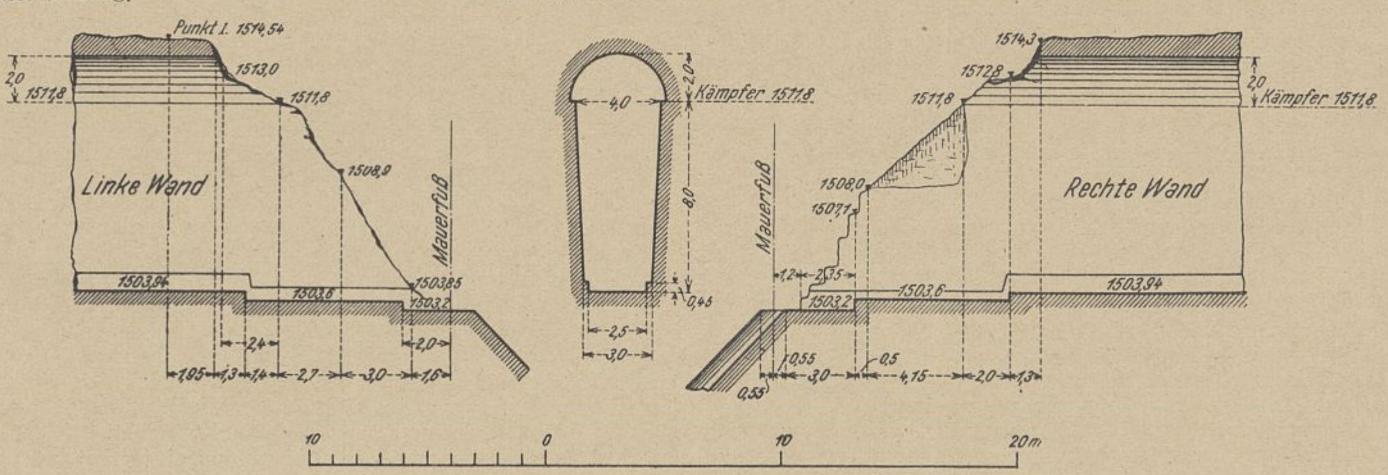


Abb. 14. Einzelheiten des Grundablaßstollens.

Der Bruch der Glenotalsperre nach dem amtlichen und anderen Gutachten.

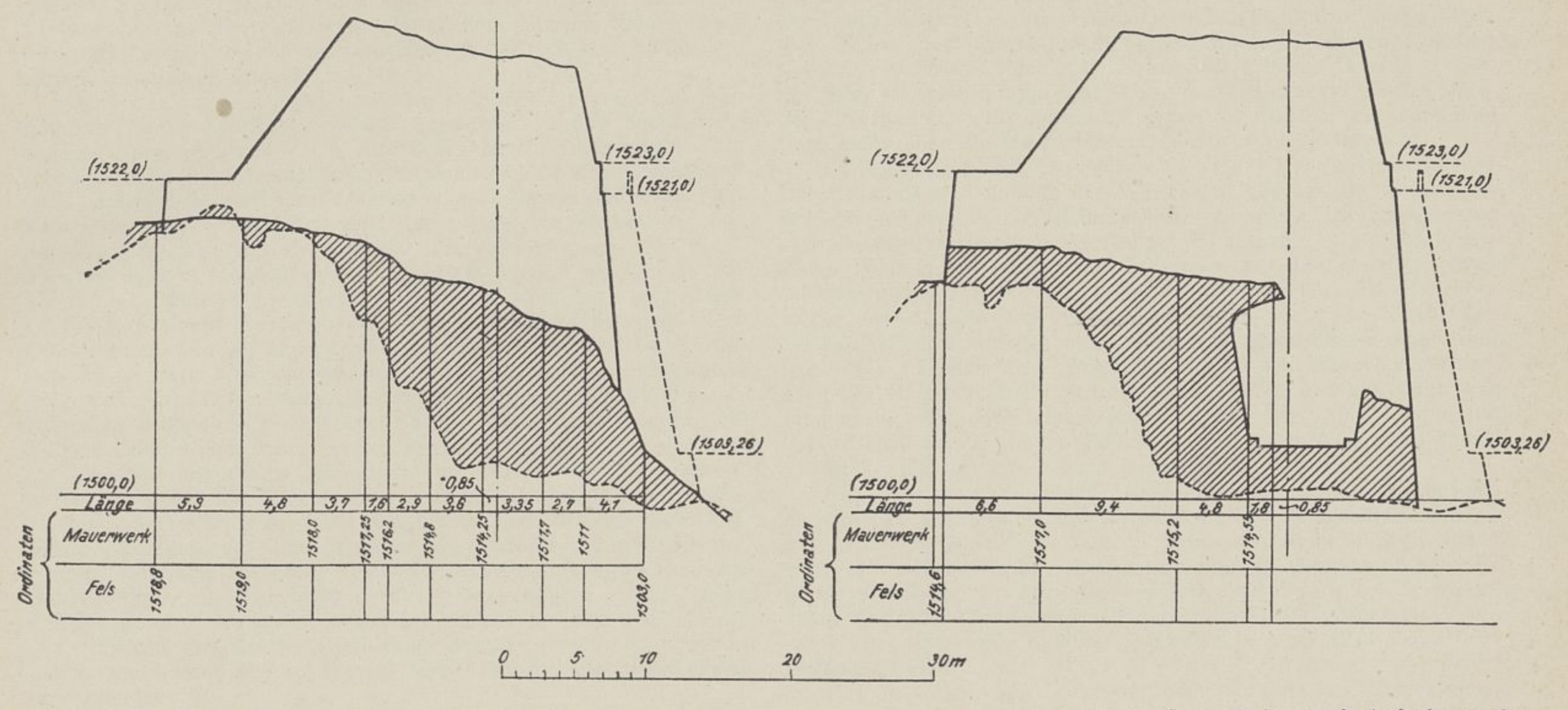


Abb. 9. Querschnitte nach Aufnahmen des gebrochenen Bauwerkes.

Abb. 11. Grundriß des Felsgrundes an der Bruchstelle, nach Einzelheiten des Gutachtens zusammengestellt. (Höhenkurven zeigen die jeweilige Trennungslinie zwischen Fels und Mauerwerk)

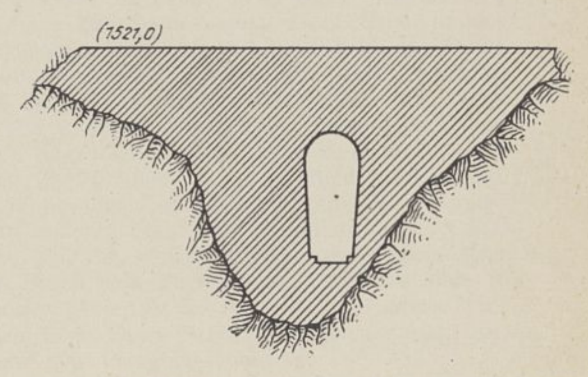


Abb. 12. Längenschnitt des Pfropfens längs der Mauerkrone der Gewölbereihe.

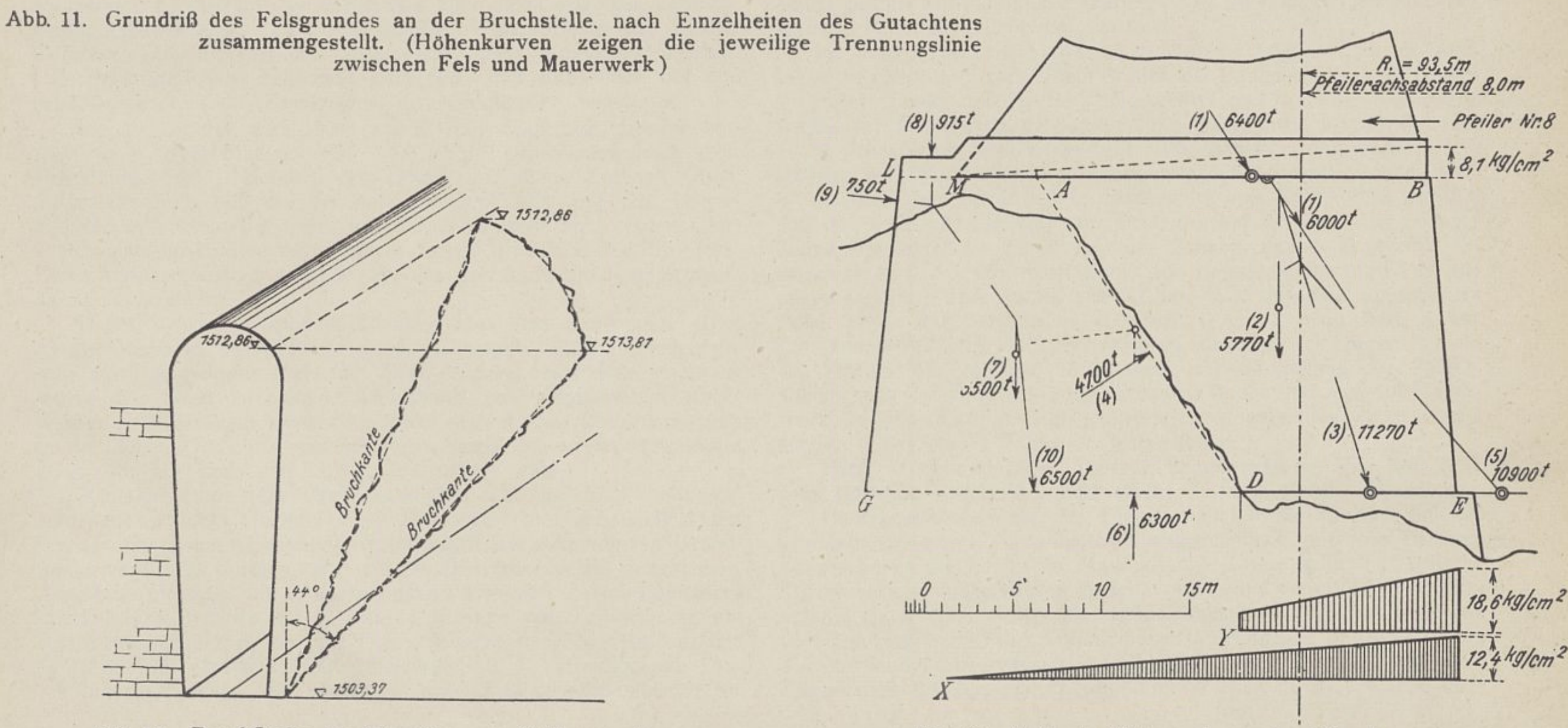
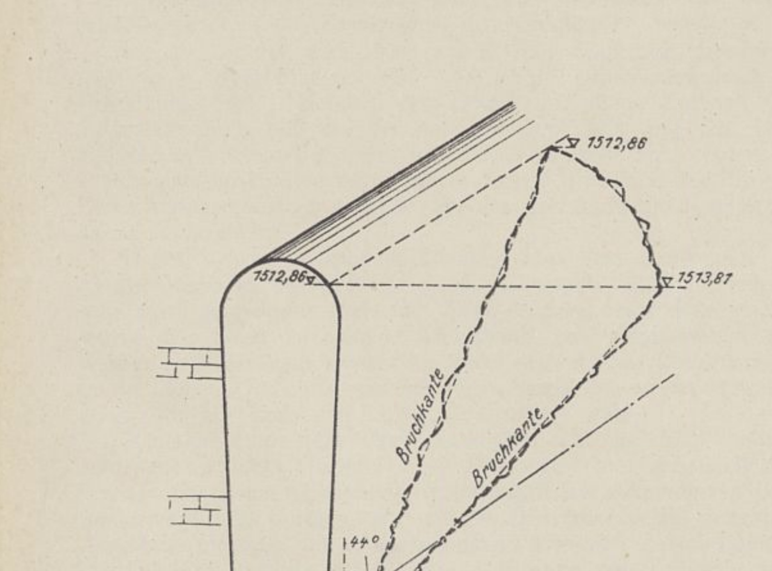



Abb. 13. Bruchfläche des Pfropfens am Stollenmund.

Abb. 10. Statische Untersuchung des Pfropfens.

Verlag von Guido Hackebeil A.-G., Berlin S 14.


HAUPTBÜCHEREI D. TECHNISCHEN HOCHSCHULE
BRESLAU

Der Vollständigkeit halber wurde auch noch geprüft, ob der Einsturz vielleicht auf geodynamische Erscheinungen zurückgeführt werden könnte. Die Untersuchung hat aber ergeben, daß vom 1. November bis zum 1. Dezember 1923 (dem Tag der Katastrophe) keine stärkeren Erdstöße auftraten, die den Bruch der Staumauer hätten veranlassen können.

Die Privatgutachter wenden sich scharf gegen diese Auffassung. Mit großer Ausführlichkeit verfechten sie den Standpunkt, daß die Sperrstelle selbst ein natürliches Zentrum seismischer Erscheinungen sei und nehmen sogar in neuester Zeit eingetretene und noch andauernde merkbare Setzungen und Neuverklüftungen von Teilen des Porphyritstockes unter der Basis der Mauer als unmittelbare Ursache des Bruches an. Die Ausführungen zum Nachweis derartiger Möglichkeiten, die einen breiten Raum in dem „Nachtrag" zum Privatgutachten einnehmen und mit zahlreichen Lichtbildern belegt werden sollen, wirken indessen durchaus nicht überzeugend. Um nur einen Punkt, den Hinweis auf einzelne, glatte, von Mörtel nicht bedeckte Kluftränder in der zum Teil freigelegten Sohle der gebrochenen Mauer, herauszugreifen: statt diese im Privatgutachten behauptete Feststellung ohne weiteres als Beleg für die Bildung neuer Klüfte unter der fertiggestellten Mauer anzusprechen, lag es doch mindestens ebensosehr im Bereich der Möglichkeit, anzunehmen, daß es sich um ursprünglich vorhandene, aber nachlässigerweise beim Bau nicht freigelegte und deshalb nicht mit Mörtel ausgegossene Klüfte handelte, die hinterher beim Bruch der Sperre reingespült wurden. Aus der späteren Besprechung der Bauausführung wird hervorgehoben, daß diese einfache und natürliche Erklärung sehr viel mehr Wahrscheinlichkeit für sich hat, als die den früheren geologischen Gutachten stracks zuwiderlaufende Annahme eines in meßbarer Setzung und Klüftung befindlichen Felsuntergrundes.

Die privaten geologischen Sachverständigen machen außerdem noch allgemeine Ausführungen über die Druckerscheinungen in dem Gebirge, die nach ihrer Ansicht tiefgehende und unverkittete Zerklüftung. Auch diese Ausführungen stehen indes mit den älteren amtlichen geologischen Gutachten in schroffem Widerspruch, außerdem lassen sie in ihrer Anwendung auf die vorliegenden technogeologischen Fragen vielfach deutlich die richtige Einstellung auf das Wesentliche der Probleme vermissen.

Unwiderlegt erscheint uns daher Professor Stellas Gesamturteil, daß durch die geologischen Feststellungen und Erwägungen keinerlei Zusammenhang zwischen der Katastrophe und der Natur von Sperrstelle und Becken wahrscheinlich gemacht sei.

4. Die Bauausführung.

a) Die Grundmauer. In dem genehmigten Bauprojekt von Ingenieur Gmür war nach Angabe des Privatgutachtens die Ausführung der ganzen Mauer in hydraulischem Kalkmörtel vorgesehen. Das amtliche Gutachten behauptet dagegen, daß in dem Erläuterungsbericht, der dem Ministerium vorgelegen hat, Mauerwerk in Zementmörtel vorgesehen war. Der Bauvertrag mit der Unternehmung Bonaldi, Paccani und Marinoni (Privatgutachten, Anlage 2) sah ein Mischungsverhältnis von 1 Rtl. hydraulischem Kalk zu 2½ bis 3 Rtl. gewaschenem Sand vor, wobei gesagt war: „entsprechend den Ergebnissen der Prüfung des zu verwendenden Kalkes soll die Bauleitung über einen etwaigen Zementzusatz entscheiden". Die vorliegenden Widersprüche der beiden Gutachten können hier nur festgestellt, nicht aufgeklärt werden. Das Privatgutachten behauptet außerdem, daß tatsächlich bei der Ausführung stets ein Zusatz von Zement gegeben wurde.

Im Jahre 1919 und 1920 wurde die Baugrube ausgehoben (8300 cbm loses Material und 7400 cbm Felsausbruch nach dem Privatgutachten). Nachdem der zweite und dritte Entwurf Gmür aufgestellt war, ließ der Bauherr im Juni 1920 mit den Beton- und Mauerarbeiten beginnen, und zwar zunächst am rechten Ufer, später auch im Grunde der Schlucht an der Unterlage des Pfropfens. Diese Arbeiten wurden nach Angabe des Privatgutachtens in Zementbeton ausgeführt.

Dabei wurde in großem Umfang Kies und Sand aus alten Ablagerungen in der Gletschermulde verwendet, also ein jedenfalls sehr stark tonhaltiges Material. Nach Angabe des Privatgutachtens wurde der Sand mit einem „Uebermaß" von abgeleitetem Bachwasser in Holzrinnen gewaschen (dem stehen aber Zeugenaussagen im amtlichen Gutachten gegenüber, wonach der verwendete Sand noch sehr mit Erde und Lehm verunreinigt war).

Nachdem Ende 1920 Gmür gestorben war und Ing. Santangelo sein neues Projekt (Projekt 4 mit Reihengewölbe) aufgestellt hatte, wurden die schon erwähnten Aenderungen am ausgeführten Grundmauerwerk 1921 durchgeführt und die Baugrube weiter ausgehoben. Am Mauerpfropfen wurde danach oberwasserseits (Privatgutachten) die früher erwähnte 2,7 m starke Vorlage aus Zementbeton mit Sparsteinen angelegt, die mit Eisen bewehrt worden sein soll und in Höhe 1521 abschloß. Mit Rücksicht auf die grundlegende Projektänderung löste der Bauherr mit „bedeutenden finanziellen Opfern" den Vertrag mit der Baufirma und schloß einen neuen Bauvertrag mit der Firma Vità & Cie., „die schon Arbeiten ähnlicher Art und Bedeutung ausgeführt hatte, unter anderem die Scoltennasperre, eine reine Gewölbereihensperre". Zwischen den Zeilen des Privatgutachtens ist wohl bei diesen Angaben ziemlich deutlich zu lesen, daß die abgelöste Firma Bonaldi & Cie. sich ihrer Aufgabe in auffälliger Weise nicht gewachsen gezeigt hatte. Diese Vermutung wird unterstützt durch die Angaben des amtlichen Gutachtens über die Bauausführung, die wir folgen lassen:

a_1) Ausführung der Gründung. Die Ausführung der Gründungssohle erfolgte in der Weise, daß der von Natur sehr abgeschliffene Fels (das alte Gletscherbett) zuerst von Erde gereinigt und mittels einer Pumpe mit Wasser abgespült wurde. Es wurden ferner einige flache Löcher in den Felsen gesprengt, um einen besseren Zusammenhang zwischen Beton und Fels herzustellen. Diese Löcher waren 30—50 cm tief und etwa 1 m weit. Je nach der Felsbeschaffenheit wurden diese Löcher in gegenseitigen Abständen von 1 bis 1,5, auch 2 m angeordnet. Eine kunstgerechte Abtreppung der Gründungssohle ist aber nicht erfolgt, und die Sohle war talabwärts mehr oder minder stark geneigt (vgl. Abb. 2, 8 u. 13). Die außerdem noch in den Felsen eingelassenen schwachen Rundeisenstäbe bildeten einen ganz ungenügenden Ersatz.

Nach den Aussagen eines Arbeiters wurde die Mauer überdies an manchen Stellen nicht auf den nackten Felsen, sondern auf Sand und Lehm gegründet. Ein anderer Zeuge behauptet, daß die Sohle zwar gewaschen wurde, jedoch seien manche tieferen Löcher und Klüfte vorhanden gewesen, die mit Erde und Schutt gefüllt waren und die, da ihre Freilegung schwierig war, nicht ausgeräumt, sondern durch Einwerfen gefüllter Zementsäcke über dem Schutt abgedeckt wurden.

Das Privatgutachten begegnet dem Vorwurf der Unterlassung einer kunstgerechten Abtreppung der Gründungssohle mit einigen sehr allgemeinen und wenig belangreichen Hinweisen: daß Projekt und Bauausführung unter Leitung von „höchst berufenen" Ingenieuren standen, daß schon in den generellen Projekten (seit 1907!) dieselbe Sperrstelle vorgesehen war (als ob in einem generellen Projekt die Lage der Staumauer schon auf einige 10 m genau festgelegt zu werden pflegte!) u. a. m. Zur Sache selbst, die Behandlung der Felssohle, sagt das Privatgutachten nur, daß im ganzen der Firma Bonaldi 7400 cbm Felsaushub bezahlt (!) wurden und daß „in keinem Punkt" der Bruchstelle das Mauerwerk vom Felsgrunde sich gelöst habe, was auch von den amtlichen Gutachtern zugegeben werde. Die letztere Behauptung scheint auf einem Irrtum zu beruhen, denn im amtlichen Gutachten (S. 210 unten a. a. O.) steht ausdrücklich, daß das Mauerwerk an verschiedenen Stellen vom Felsen gelöst sei, außerdem steht an anderer Stelle des Privatgutachtens selbst (S. 65 u. 70) zu lesen, daß an einigen Stellen der Felsen unter dem Pfropfen bei dem Bruch bloßgelegt wurde. Auch die Abb. 10 des Aufsatzes von Stücky (Abb. 14), die den Privatgutachtern kaum unbekannt geblieben sein kann, da sie Stücky erwähnen, spricht laut gegen diese Behauptung des Privatgutachtens.

Auf jeden Fall darf als erwiesen gelten, daß eine kunstgerechte Abtreppung der Felssohle unterblieb und daß mindestens auf großen und wichtigen Teilen der Grundfläche nicht einmal eine Aufrauhung des polierten Gletscherbettes vorgenommen wurde. Auch ist zweifellos die vordere Herdmauer viel zu wenig tief in den Felsgrund hinein geführt und das ganze Bauwerk viel zu weit auf die steil abfallende Felssohle flußabwärts gerückt.

a_2) Mörtelbereitung und Mauerung. Nach den Aussagen von Virgilio Viganò (dem Bruder des Bauherrn, der als dessen Vertreter ständig auf der Baustelle weilte) und von Ing. Santangelo wurde der Mauerklotz größtenteils mit Kalkmörtel aus an Ort und Stelle gebranntem Kalk hergestellt. Ein Arbeiter, der an der Herstellung von 16 000 cbm Mauerwerk mitgearbeitet hatte, wovon 6000 in Zementbeton und 10 000 in Mauerwerk mit Kalkmörtel, erzählt, daß der Kalk schlecht war und nicht abgebunden hat. Ein anderer Zeuge (Geometer Paccani) hat diese Behauptung bestätigt und hinzugefügt, daß bei der Ausführung der Betongewölbe große Steine mitverwendet worden sind. Der Zeuge will mit eingeschriebenem Brief gegen die Fortführung dieser Art Arbeit protestiert haben. Ein anderer erklärte, daß beim späteren Abtragen der oberen Schicht des Klotzes, die teilweise nötig wurde zur Herstellung der Pfeilersohlen, man den Eindruck hatte, in losem Boden und nicht in Mauerwerk zu arbeiten; der Kalk hatte nicht abgebunden, auch waren sandige („trockene") Schichten festzustellen.

Nach sachverständiger anderer Zeugenaussage war der Kalk sehr schwach hydraulisch und einem Fettkalk gleich zu erachten.

Demgegenüber weist das Privatgutachten darauf hin, daß die von Ing. Gmür 1919 veranlaßten Untersuchungen des zum Brennen vorgesehenen Kalksteins in Mailand und Casale gute hydraulische Eigenschaften nachgewiesen haben. Auch die vom Verfasser veranlaßte Untersuchung (des Materialprüfungsamtes Dahlem) einer aus der Bruchstelle im Klotz entnommenen Mörtelprobe hatte allerdings das Vorhandensein hydraulicher Eigenschaften des Kalkes erwiesen. Die Festigkeitseigenschaften des entnommenen Mörtels waren aber



Abb. 15. Luftseitiger Mauerfuß am rechtsufrigen (westlichen) Ende des Durchbruchs. Links oben der erste der stehengebliebenen Pfeiler, A—A Oberkante der massiven Fundamentmauer, B—B Schnittlinie ihrer Front mit der glatten, abschüssigen Felsoberfläche, auf die sie gestellt war.

ganz unzulänglich, der Mörtel war durch und durch mürb und stark feucht, er zerbröckelte in der Hand wie zusammengebackene Erde.

Ueber eine fortlaufende sachgemäße Kontrolle des Kalkerzeugnisses während der Bauausführung wird nichts berichtet. Und doch wäre eine solche doppelt nötig gewesen bei einem so primitiven Herstellungsprozeß, wie es die Herstellung im feldmäßigen Ofen an kleiner Baustelle ist, wo die Bedingungen für eine sorgfältige Betriebsführung und sachgemäße Materialauswahl und Verarbeitung die denkbar ungünstigsten sind.

Bezüglich der Art der Aufmauerung des Klotzes gaben zwei Techniker als Zeugen an, daß vielfach in talwärts geneigten Schichten gemauert wurde (was allerdings von den Privatgutachtern unter Hinweis auf Baulichtbilder, die jedoch nicht die volle Baugrundfläche zeigen, entschieden bestritten wird).

Nach den Erklärungen des Ingenieurs Santangelo und des Bauherrn wurde, als sie sich für den Gewölbereihendamm entschlossen hatten, der obere Teil des Mauerklotzes abgetragen und an dessen Stelle ein durchgehendes Zementbetonfundament von 2 m Stärke aufgebracht, um die Gründungsfläche der Pfeiler gleichmäßiger zu gestalten. Diese Maßnahme wäre bei einem kunstgerecht ausgeführten Grundmauerwerk unnötig gewesen, bei einem so schlecht ausgeführten wie in vorliegendem Falle war sie aber auch nicht ausreichend, die fehlende Sicherheit zu schaffen.

a_3) Beschaffenheit des Mauerklotzes. Der geschilderten mangelhaften Herstellungsart entsprachen die Erscheinungen seit der erstmals im Herbst 1922 eingeleiteten teilweisen Seefüllung (bis zur Höhe 1536), der nach Entleerung im Winter 1922/23 dann im Frühjahr 1923 die völlige, am 14. Oktober 1923 vollendete Anstauung folgte.

Durch den Sperrenwärter, den einzigen Augenzeugen des Einsturzes, wurde angegeben, daß die Mauer von Anfang an sehr undicht war:

Seit November 1921 (also noch bei offenem Grundablaß und demnach ganz niedrigem Stau, d. Verf.) zeigten sich Durchsickerungen durch den Klotz hindurch und an der Sohle des Klotzes. 1922 erhöhten sich die Verluste an der Sohle nach Zahl der Austrittsstellen und Stärke der einzelnen Austritte mit wachsender Stauhöhe. Der größte Teil der Wasserverluste war an der Ansichtsfläche des Mauerpfropfens und an dessen Sohle, und zwar in Form heftig spritzender Strahlen, zu beobachten. Im Juni 1923 sollen die Verluste namentlich an der Sohle schon so stark gewesen sein, daß der Bauherr Viganò das Becken vorsichtshalber bis zur Höhe + 1521 entleeren ließ. Von dieser teilweisen Zwischenabsenkung berichtet das private Gutachten nicht, bestreitet sie allerdings auch nicht ausdrücklich; eine beigegebene zeichnerische Darstellung der Beckenfüllung weist keine solche Zwischenabsenkung nach. Nach Angabe des Sperrenwärters berechnet das amtliche Gutachten den Gesamtverlust auf 105 l/Sek. Nach den Angaben der Maschinenwärter und des Elektrotechnikers im Krafthaus Povo errechneten sich sogar 140 l/Sek. Die letzten Tage vor dem Einsturz erhöhte sich nach Angabe des Sperrenwärters die Stärke der Durchsickerungen bedeutend, namentlich gegen die Sohle zu und zwischen dem Felsgrund und der Sohle im höheren Abschnitt der Mauer.

Das private Gutachten gibt die Tatsache der Wasserverluste zu, hält den Zeugen aber vor, daß sie die aus den Betongewölben stammenden Verlustmengen mit denen auf der Grundmauer zusammengeworfen hätten und behauptet, daß die Verluste durch die Grundmauer minimal gewesen seien. Außerdem bezeichnet dieses Gutachten einen Gesamtverlust von 105 l/Sek. oder ½ l/Sek. auf den laufenden Meter Sperrenlänge als durchaus normal, eine Auffassung, die im Hinblick auf vielfältige Erfahrung an gut ausgeführten Bauwerken notwendig entschiedenen Widerspruch und in verschiedener Beziehung sehr bedenkliche Ueberlegungen wachrufen muß.

b) Ausführung der Gewölbereihenmauer.

b_1) Verwendete Bindemittel. Was die Mischungsverhältnisse des Betons im Gewölbereihendamm anbelangt, so sind die Angaben der Zeugen nicht einheitlich.

Während der Bauherr V. Viganò und Ingenieur Santangelo versichern, daß das planmäßige Mischungsverhältnis, 200 kg Zement auf 1 cbm Beton der Pfeiler und 250 kg Zement auf 1 cbm Beton in den Gewölben, eingehalten worden sei, erklärt die ausführende Firma Vitá, daß man bei der Ausführung auf beziehentlich 150 und 200 kg auf 1 cbm heruntergegangen sei.

Diese Behauptung muß als wahrscheinlich bezeichnet werden, denn sie trifft mit vollkommen unabhängigen Feststellungen des Verfassers („Bericht" S. 42 und 43) genau zusammen, die zeitlich vor Erscheinen des amtlichen Gutachtens gemacht sind. Der Verfasser hat je ein etwa 3,5 kg schweres Betonstück aus der Außenfläche von Pfeiler 13 und aus den Trümmern des Gewölbes zwischen Pfeiler 11 und 12 entnommen und dem Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem zur Untersuchung gegeben. Dabei wurde ein sehr geringes Raumgewicht (2,236 bis 2,096 t/cbm, im Mittel: 2,15) festgestellt und ein Mischungsverhältnis von durchschnittlich etwa 175 kg/cbm berechnet.

Auch die dem amtlichen Gutachten beigegebenen Daten der Festigkeitsverhältnisse des Betons beweisen die schlechte Ausführung: In der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule zu Mailand sind 4 nach dem Unfall entnommene Betonprobekörper geprüft worden mit folgenden Ergebnissen:

Der verwendete Zement hatte, mindestens teilweise, nach den vom Verfasser aus Pfeiler 13 entnommenen Betonproben, die in der Staatl. Materialprüfungsanstalt zu Berlin-Dahlem untersucht wurden, den Charakter eines Roman-Zementes („Bericht" S. 43), oder es wurde vorschriftswidrig eine Mischung von Portlandzement und Wasserkalk verwendet. Das amtliche Gutachten gibt über diese Frage leider keine Auskunft. Das Privatgutachten bestreitet die Verwendung von Kalk neben dem Zement, unter Hinweis auf die durch Lieferungs-Rechnungen nachgewiesenen Zementlieferungsmengen. Bezüglich der Beschaffenheit des Zements gibt jedoch auch das Privatgutachten keinen anderen Qualitätsnachweis als den sehr allgemeinen des Hinweises auf das Renommee der liefernden Werke. Fortlaufende umfassende Bindemitteluntersuchungen sind offenbar nicht gemacht worden, sondern lediglich Festigkeitsproben, wobei

aus dem Privatgutachten noch nicht hervorgeht, welcherlei Probekörper verwendet wurden und ob sie auf der Baustelle oder erst im Laboratorium hergestellt sind. Das Gutachten gibt lediglich eine Liste der Proben, die vom 25. Oktober 1919 bis 16. November 1923 im Auftrag der Bauleitung im Materialprüfungsinstitut der Technischen Hochschule zu Mailand gemacht wurden. Es sind im ganzen 24, also durchschnittlich 8 im Baujahr, oder auf 10 000 cbm Beton 6—7, was sehr wenig ist.

b_2) Herstellung des Betons. War somit schon die Prüfung der Bindemittelbeschaffenheit sehr oberflächlich, so war es mit der Verarbeitung und deren Kontrolle noch viel schlimmer bestellt.

Trotz der erheblichen Betonmenge (37 000 cbm) in Pfeilern und Gewölben wurde ausschließlich mit Handmischung gearbeitet. Die Mischungsverhältnisse wurden nach einer Zeugenangabe „nach Augenmaß" eingehalten. Ein Arbeiter sagte, daß, um die Arbeit zu beschleunigen, ihm befohlen wurde, den Transportwagen mit Zement und Sand zu füllen und nachher den Inhalt des Waggons mit Wasser zu befeuchten; dies erfolgte nach der Aussage des Zeugen sehr oft, und es geschah, daß der Zement allein abband und der Sand unberührt blieb.

Der Sand und Kies wurde zuerst in zwei hintereinandergeschalteten, nachher auf Anordnung des Bauherrn Viganò, nur noch in einem einzigen Gerinne gewaschen, nach dem Privatgutachten, um die zu weit gehende Entfernung der feinen Bestandteile zu verhüten. Nach den Angaben der Zeugen blieb der Sand mit Schlamm und Lehm stark verunreinigt. Das Privatgutachten stellt demgegenüber fest, daß eine im Mailänder Hochschul-Laboratorium zu Mörtel verarbeitete Sandprobe höhere Festigkeit ergeben habe als Tessinsand. Man wird aber sagen dürfen, daß solche Feststellung zur Beurteilung des Bauwerks und der Bauausführung wenig beiträgt; denn daß zu dem Laboratoriumsversuch kein verunreinigter Sand verwendet wurde, liegt auf der Hand. Die Aussagen der Zeugen aus Arbeiterkreisen glaubt das Privatgutachten kurzerhand als unglaubwürdig ablehnen zu dürfen.

Als Grobzuschlag wurde anfänglich Kies aus einem Lager am Bachlauf des Seegrundes verwendet. Im letzten Baujahr wurde dafür, angeblich wegen Ueberschwemmung der Gewinnungsstelle, Quetschschotter verwendet, wobei gleichzeitig Knappheit an Sand aufgetreten zu sein scheint. Daß keine Sorgfalt auf die Kornabstufung und Einbringung gelegt wurde, beweisen Lichtbilder, z. B. Deutsche Wasserwirtschaft 1924, S. 45, Abb. 27.

Sehr interessante Feststellungen macht das amtliche Gutachten hinsichtlich der Art, wie der Pfeilerbeton hergestellt und eingebracht wurde: bei der Ausführung der Betonpfeiler wurden Steine (d. h. Sparsteine, d. Verf.) angewendet, die mit dem Beton zusammen eine Art Zyklopenmauerwerk bilden sollten. Der Bauherr und die ausführende Firma Vità selbst haben erklärt, daß die Pfeiler tatsächlich aus Beton und Sparsteinen hergestellt worden sind (wogegen an sich nichts zu sagen wäre). Dabei wurde aber auf zwei Raumteile Beton 1 Raumteil Steine verwendet, was als ein sehr hoher Sparsteinanteil zu bezeichnen ist. Die Verteilung der Steine erfolgte in der Schalung. Nach dem Vertrag sollten die Abmessungen der Steine $^1/_{50}$ cbm nicht unterschreiten. Der Beton wurde vorher längs der Schalungswände angeworfen, während die Steine den mittleren Teil der Pfeiler ausfüllten. Später wurden die Steinblöcke „der Einfachheit halber" durch Steinschotter ersetzt, wobei das Verhältnis des Schotters zum Beton dasselbe hohe, d. h. 1 : 2, blieb. Die dadurch bedingte starke Vergrößerung der mit Bindemitteln zu umhüllenden Steinoberfläche hat natürlich sehr stark magernd gewirkt und die Qualität der Gesamtmasse zweifellos ungünstig beeinflußt.

Diese Zeugenaussagen liefern eine wertvolle Ergänzung und zum Teil auch eine Bestätigung der Feststellungen des Verfassers, die im „Bericht" (S. 43 und 45) auf Grund der Besichtigung und eines vorgefundenen Lichtbildes aus der Bauzeit (Abb. 16) gemacht sind. „Die kastenartige Konstruktion des Pfeilers", so ist dort etwa ausgeführt, „war anscheinend schon im Projekt des Ing. Santangelo vorgesehen. Von der durchgehend bewehrten wasserseitigen Pfeilerstirn aus waren im Höhenabstand von rd. 4 m einzelne wagerechte, 1,0 m starke bewehrte Lamellen aus Beton besserer Mischung bis zur luftseitigen Pfeilerstirn durchgeführt, während die übrige Pfeilermasse in Beton geringeren Mischungsverhältnisses mit Sparsteinen gedacht war (vgl. Abb. 17). Schon bei guter Ausführung mußte diese Konstruktion erhebliche Bedenken erwecken, da die Lage der Bewehrungslamellen nicht dem Verlauf der Hauptspannungstrajektorien (schräge Flächen) entspricht. Sie wurde in der Ausführung aber geradezu zu einer Scheinkonstruktion, da, offenbar aus Sparsucht, einschneidende Verschlechterungen gegenüber dem Projekt vorgenommen wurden: Verringerung des Zementzusatzes (von Viganò und Santangelo allerdings bestritten, vgl. oben), Verwendung eines romanzementartigen Bindemittels oder eines Kalkzuschlages, unreinen Sandes, übermäßige Zugabe von Sparsteinen in zu kleinem Format und, nach Zeugenaussagen und Lichtbild, eine grob vorschriftswidrige Art der Betonbereitung und -einbringung (Abb. 16). Die Kraftverteilung in einem so einheitlichen Bauwerk

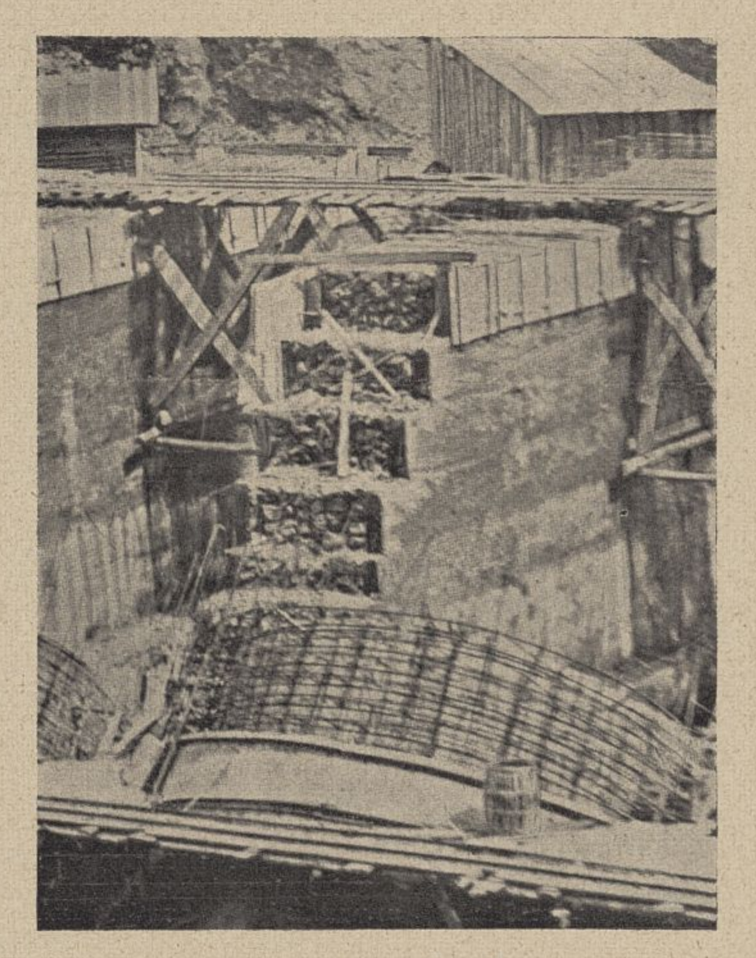


Abb. 16. Betonierung der Pfeiler.

konnte keine gleichmäßige mehr sein, die Voraussetzungen der statischen Untersuchung waren nicht erfüllt."

Wenn trotzdem die aufgelöste Konstruktion der beiden geradlinigen, unmittelbar auf den Felsgrund gestellten Landflügel der Sperre, wie das amtliche Gutachten schreibt, „brillant" gehalten hat, so ist das durch die Höhe der unseren Ingenieurkonstruktionen (mit gutem Grund) normalerweise zugrunde gelegten Sicherheitsziffern und die allen Gewölbekonstruktionen in besonders hohem Grade eigene große Bruchsicherheit genügend erklärt. Die Geschichte der Bau- und Konstruktionsunfälle lehrt, daß es regelmäßig des Zusammentreffens mehrerer Mängel und Bruchursachen bedarf, um ein Bauwerk zugrunde gehen zu lassen.

5. Schlußfolgerungen des amtlichen und des privaten Gutachtens.

Das amtliche Gutachten sowohl wie die meisten vorher erschienenen fachmännischen Beurteilungen kommen zu dem Schluß, daß die Ursache der Katastrophe in der Beschaffenheit des Grundmauerklotzes und seinen ungewöhnlich ungünstigen Beanspruchungsverhältnissen zu suchen sei. Das eben erwähnte Zusammentreffen mehrerer Fehler war in diesem wichtigen Bauteil schon zu einer ausgesprochenen Fehlerhäufung entwickelt.

„Dieser Mauerklotz, allzusehr an die talseitige Kante der stark geneigten Felssohle vorgerückt, durch den schlitzförmigen Grundablaß in zwei Teile geschnitten, exzentrisch und von allen Seiten auf Druck stark beansprucht, von Durchsickerungen geschwächt (ausgelaugt), in mangelhaftem Material schlecht ausgeführt und schlecht gegründet, mußte endlich unter diesen ungünstigen Einflüssen nachgeben" (amtl. Gutachten).

In der Tat genügt ein Blick auf Abb. 8 u. 12 (Taf. 2), um die augenfälligsten der mehrfachen Möglichkeiten eines Nachgebens dieses Bauwerk klarzumachen:

1. Abrutschen der Mauerzehe irgendwo auf dem abschüssigen, glatten Felsgrunde in Richtung des Talweges,
2. Abrutschen der unmittelbar an den Grundablaßschlitz angrenzenden Mauerteile auf dem Felsgrunde quer zum Talweg oder in einer resultierenden, schräg zum Talweg gerichteten Gleitlinie („Zusammenquetschen" des Grundablaßschlitzes). Unterstützt konnte dieser Vorgang werden durch:
3. Ausbildung von Setzrissen in senkrechten Flächen annähernd parallel dem Talwege, veranlaßt durch die ungünstige Querschnittsgestalt der Schlucht (Abb. 12), die ein „Sich-Aufhängen" der in Setzbewegung befindlichen Mauermasse begünstigte.
4. Nachgeben der durch Kräftekonzentration besonders ungünstig beanspruchten linken Kante des luftseitigen Grundablaßstollenmundes und Abscheren in den stehengebliebenen Bruchflächen, welche der Hauptspannungsrichtung entsprechen dürften.

Abb. 17. Bewehrungsplan eines Pfeilers. M. 1:275.

Auf dieses uneinheitliche, in jeder Beziehung schlecht ausgeführte Bauwerk hatte der Entwurfsverfasser und Bauleiter die schon an sich recht mangelhafte Eisenbetonkonstruktion gesetzt, die beim Fehlen einer durchgehenden, entsprechend stark bewehrten Sohlenplatte — die 2 m starke Abgleichschicht aus unbewehrtem, bestenfalls mittelmäßigem Beton kam als solche nicht in Frage — gegen jedes lokale Nachgeben der unter den Pfeilerfüßen hoch beanspruchten Unterlage mindestens so empfindlich sein mußte wie eine massive Aufsatzmauer!

Beim Nachgeben der Unterlage mußten die Pfeiler, vielleicht zunächst auch nur ein einzelner oder eine Gruppe von Pfeilern, eine Kippbewegung machen, wobei der an der wasserseitigen Betonvorlage der Grundmauer noch sichtbare starke wagerechte Riß entstand (Abb. 18). Darauf wohl sind die Pfeiler abgeschoren worden (die Lichtbilder zeigen auf dem stehengebliebenen Pfeiler 13 und dem Stumpf von Pfeiler 12 ausgeprägte, den Spannungstrajektorien entsprechend verlaufende Schubrisse). Mit einzelnen Pfeilern mußten auch die anschließenden Gewölbe weichen, und infolge der dadurch bedingten teilweisen Aufhebung des Bogenschubes mußten wieder anschließende Gewölbe und Pfeiler der Reihe nach stürzen.

Der einzige Augenzeuge des Unfalls, der Sperrenwärter, hat bezeugt, daß er am Unglücksmorgen (1. Dezember 1923), vormittags 7 Uhr, von der Betätigung des Kraftwasserschiebers vom linken zum rechten Ufer über den Steg auf dem Rande des Klotzes zurückkehrend, plötzlich bei Pfeiler 8 und 9 den Boden unter den Füßen schwanken fühlte „wie bei einem Erdbeben". Gleich darauf begannen Betonstücke von der Krone herunterzustürzen, und als er seinen Weg fortsetzte, will er an der Stirn von Pfeiler 11 (nicht 12, wie in früheren Mitteilungen angegeben) einen senkrechten Riß bemerkt haben, der sich nach oben auszudehnen schien. Nun eilte er in Erkenntnis der Gefahr weiter der Hütte zu, wurde aber durch massenhaft stürzende Betonblöcke talabwärts geschreckt und will hierbei rückblickend gesehen haben, wie der Pfeiler 11 in zwei Teile zerbarst und, nach einigen bangen Augenblicken, zusammen mit den anschließenden Gewölben, einstürzte, gefolgt von einer Wand stürzenden Wassers, in der die nun der Reihe nach brechenden Pfeiler und Gewölbe verschwanden.

Nimmt man den ersten, von der Todesangst noch nicht beeinflußten Teil dieser Schilderung als zutreffend an, so wird man ihn mit dem im amtlichen Gutachten als wahrscheinlich bezeichneten Hergang der Katastrophe gut in Einklang bringen können:

1. Plötzliches Nachgeben des Fundamentes (Verfasser möchte das „plötzlich" so verstanden wissen, daß die überanstrengte Konstruktion allmählich „ermüdete" und in anfänglich minimalem Nachgeben sich dem kritischen Punkt des merklichen nun plötzlich sich entwickelnden Bruches näherte;
2. Gleichgewichtsstörung der daraufstehenden Konstruktion;
3. Nachgeben im schwächsten Punkte oder Konzentrierung der Kräfte auf einen Punkt, infolgedessen dieser nachgeben mußte;
4. Bruch eines Pfeilers und der anschließenden zwei Gewölbe und durch Absturz des Wassers verursachte pneumatische und dynamische Erscheinungen;
5. Einsturz der schwächsten oder derjenigen Teile des Dammes, die am stärksten beansprucht oder die den dynamischen Wirkungen unmittelbar ausgesetzt waren.

6. Zusammenfassung.

Das private Gutachten, auf das hier jetzt noch im Zusammenhang etwas näher eingegangen werden muß, kommt überraschenderweise durchweg zu vollständig abweichenden Ergebnissen wie das amtliche Gutachten.

Dieses zweite Gutachten, dessen vier Verfasser wir eingangs genannt haben, ist im Auftrag der Firma Viganò nach Erscheinen des amtlichen Gutachtens aufgestellt und bezeichnet sich selbst als eine objektive Verteidigungsschrift, gegenüber den schweren in der Oeffentlichkeit gegen Bauherrschaft und Bauleiter erhobenen Anklagen und den sehr belastenden Feststellungen des amtlichen Gutachtens.

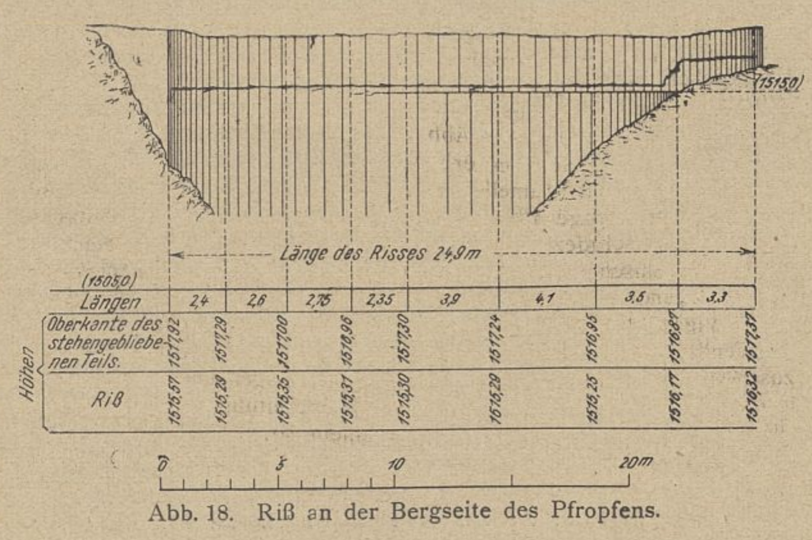


Abb. 18. Riß an der Bergseite des Pfropfens.

„Uns Techniker" — sagen die Verfasser — „hat die Firma beauftragt, eine freie, unparteiische, technische Beurteilung der Anklagen abzugeben" . . .

Dieser Aufgabe haben die Gutachter sich in der Weise entledigt, daß sie alle im amtlichen Gutachten und in den Fachzeitschriften enthaltenen, für ihre Mandanten ungünstigen Feststellungen und Schlußfolgerungen als irrtümlich, unvollständig, auf falschen Zeugenaussagen beruhend hinstellen, und so kommen sie zu einer völligen Entlastung aller am Bau leitend beteiligten Persönlichkeiten.

Geht man indes das Privatgutachten kritisch durch, so kommt man nicht darüber hinweg, daß zahlreiche Beweisführungen und Schlußfolgerungen bei aller glänzenden Dialektik sehr abwegig sind (wie wir das oben im einzelnen mehrfach feststellen mußten), daß auf manche, durch Lichtbilder belegte öffentliche Ausführungsfehler gar nicht eingegangen wird und daß über Zeugenaussagen, die nicht in die gedanklichen Konstruktionen passen, sehr leicht hinweggegangen wird, indem einfach, z. B. bei den Arbeiterzeugen, die Glaubwürdigkeit oder das Interesse (!) an den behaupteten Beobachtungen (und damit deren Zuverlässigkeit) bestritten wird. Umgekehrt werden aber andere Zeugen, deren Glaubwürdigkeit doch mindestens ebensosehr ein Fragezeichen verdient hätte, wie ein Gefängnissträfling, unbedenklich herangezogen, um die eigene Hypothese zu stützen.

Diese Hypothese ist kurz folgende: Alle großen Talsperrenbrüche sind durch eine Schwäche des Untergrundes bedingt. Das gilt auch für die Glenosperre. Der Porphyritriegel unter ihrem Hauptteil ist durch und durch zerklüftet und in noch währender augenfälliger Setzung und Abrutschung begriffen. Unmittelbar ausgelöst ist schließlich der Bruch der so geschwächten Konstruktion durch ein Dynamitattentat, das im Hintergrund des Grundablaßstollens angesetzt worden ist. Beweis dafür sollen sein die (behauptete) Feststellung des Verschwindens von 75 kg Dynamit aus dem benachbarten Sprengstofflager des Kraftwerks zwei Tage vor dem Unfall und bestimmte Beschädigungen im Innern des Grundablaßstollens und am Gestänge seiner Einrichtung.

Zur Bekräftigung dieser überraschenden Erklärung bringen die Gutachter im Nachtrag vom 15. April 1925 unter anderem zahlreiche Beispiele bedeutender durch Grundbruch oder -gleiten zerstörter Talsperren.

Aber diese ganz am Aeußerlichen haftende Beweisführung, die sich nicht scheut, auch mehrere auf losem Diluvial- oder Alluvialboden gegründete Dämme als Beispiel der auf Fels gegründeten Glenosperre an die Seite zu setzen, wird höchstens auf den Laien Eindruck machen.

Die beiden geologischen Sondergutachten, die im Anhang des Privatgutachtens zur Bekräftigung der Hypothese einer merkbaren Senkung des Felsgrundes beigebracht sind, wurden bereits weiter oben als wenig beweiskräftig gegenüber Prof. Stellas sehr klaren und entschiedenen gegenteiligen Feststellungen bezeichnet. Es darf hier noch darauf aufmerksam gemacht werden, wie bedenkliche Rückschlüsse auf die fachmännischen Eigenschaften und die Verantwortlichkeit derjenigen, welche die Sperrstelle endgültig ausgewählt und bebaut haben, aus den von den Privatgutachtern vertretenen geologischen Hypothesen gezogen werden müßten.

Das sprengtechnische Gutachten endlich, auf Grund eines Augenscheines von dem Genieobersten Cugini vom II. Armeekorps in Mailand abgegeben, äußert sich zu den sehr eng und vorsichtig präzisierten Fragen der Privatgutachter in gleichfalls sehr vorsichtiger und formal unangreifbarer Weise.

Die von den Privatgutachtern vorgelegten Fragen waren nämlich:

1. Kann der gewaltsame Abbruch des Laufsteges im Grundstollen durch eine in diesem veranlaßte Explosion bewirkt sein?
2. Kann diese Explosion die wirkliche Veranlassung für die Zerstörung des weggerissenen Teils dieses Stollens und weiterhin für den Zusammenbruch der Staumauer gewesen sein?

Oberst Cugini erläuterte in seiner Beantwortung dieser Fragen die Möglichkeit, daß die oben erwähnten 75 kg Dynamit aus dem Baumaterialschuppen unter Benutzung des Laufsteges unter dem Stollengewölbe hätten verborgen und zur Explosion gebracht werden können, womit natürlich der Zusammenbruch des ganzen mittleren Teils der Sperre eingeleitet gewesen wäre. Mit dieser über 1 Jahr nach der Katastrophe aufgestellten und von Cugini selbst ausdrücklich als „Hypothese" bezeichneten Erklärung steht allerdings die ausdrückliche Feststellung der beiden amtlichen Gutachter in Widerspruch, daß keinerlei äußere Einflüsse festzustellen gewesen seien, die den Unfall hätten veranlassen können.

Abgesehen von diesem Widerspruch, ist natürlich die theoretische Möglichkeit der von den Privatgutachtern behaupteten Erklärung nicht unbedingt zu verneinen. Allein, auch angesichts des im Privatgutachten erwähnten Präzedenzfalles eines früheren Dynamitattentates auf das Adamellowerk möchte der Verfasser auf Grund der sachlichen Feststellungen zahlreicher Fachmänner und des amtlichen Gutachtens, die doch entschieden höher einzuschätzen sind, als es die Privatgutachter tun, der Meinung Ausdruck geben, daß es eines Dynamitattentates nicht bedurfte, um den Bruch der Glenosperre herbeizuführen, höchstens konnte ein solches dem natürlichen Zerfall zuvorkommen.

Dem Gericht mag die Entscheidung dieser eigenartigen Prioritätsfrage und die gerechte Würdigung aller Zeugenaussagen und der einem Plaidoyer mehr als einem Gutachten gleichenden Arbeit der privaten Sachverständigen überlassen bleiben.

Der höhere Grad von Wahrscheinlichkeit möchte aber der im amtlichen Gutachten entwickelten und begründeten Erklärung beizumessen sein, die sich mit den Aeußerungen aller anderen fachmännischen Beurteiler im wesentlichen deckt und die in folgenden (hier mit sinngemäßer Kürzung wiedergegebenen) Schlußsätzen zusammengefaßt ist:

1. Es ist ausgeschlossen (auf Grund der entscheidenden Schlüsse von Prof. Stella), daß der Untergrund der Staumauer ungeeignet war, auch steht aktenmäßig fest, daß die geologischen Vorbedingungen vor dem Bau der Talsperre von dem verstorbenen bedeutenden Prof. Taramelli begutachtet worden waren.
2. Ebenso ist es ausgeschlossen, daß bei dem Einsturz der Sperre geodynamische Erscheinungen mitgewirkt hätten, denn von solchen konnten durch die in nächster Nähe gelegenen seismischen Stationen keine merklichen Spuren nachgewiesen werden.
3. Die eigentliche Ursache des Bruches ist in den ungenügenden statischen Verhältnissen des Grundmauerklotzes zu suchen.
4. Die unmittelbare Veranlassung des Einsturzes kann nicht genau festgestellt werden; es sind jedenfalls keine äußeren Einflüsse oder Erscheinungen festzustellen, die entscheidend auf eine Störung des Gleichgewichtes hätten einwirken können.
5. Ein primäres Nachgeben des Gewölbereihendammes ist als ausgeschlossen anzusehen, trotzdem er mangelhaft ausgeführt war. Der Einsturz war vielmehr die Folge des in zunehmendem Maße sich geltend machenden Mangels an innerer Standfestigkeit des Mauerwerksklotzes im Zusammenwirken mit dessen mangelhafter Gründung.

Diese Schlußfolgerungen können wir auf Grund der vorausgeschickten kritischen, eingehenden Betrachtung der Gutachten und eigener Feststellung nur zu unseren eigenen machen. Der Nachweis zahlreicher und schwerer Fehler in Konstruktion und Ausführung ist tatsächlich nicht ernstlich zu bestreiten. Die Verteilung der Verantwortlichkeit daran zwischen Bauherrschaft, Bauleitung, Unternehmung und Aufsichtsbehörde dürfen wir dem Gericht überlassen, welches das amtliche Gutachten eingefordert hat. Es genügt festzustellen, was in früheren Besprechungen des Unfalls auch von anderer Seite wiederholt ausgesprochen wurde, daß der Unfall mit der Frage nach der Vertrauenswürdigkeit einer bestimmten Konstruktionsform und mit derjenigen von Ingenieurbauwerken allgemein nichts zu tun hat. Die amtlichen Gutachter gehen gewiß zu weit, wenn sie auf Grund der Standhaftigkeit des auf Fels gegründeten Teiles der aufgelösten Sperre allgemeine, ungünstige Schlüsse hinsichtlich der Eignung des massiven Staumauertyps ziehen. Aber umgekehrt wäre es angesichts der Untersuchungsergebnisse noch viel unrichtiger, eine allgemein ungünstige Beurteilung der aufgelösten Bauweise aussprechen zu wollen, wozu in weiteren Fachkreisen in Italien und vereinzelt auch in anderen Ländern seit dem Glenounfall starke Neigung hervorgetreten ist. Die Glenokatastrophe vermag nach den oben gegebenen Aufklärungen in keiner Weise ein dem technischen und wirtschaftlichen Fortschritt nachteiliges Mißtrauen gegen eine neue, in der Hand des Sachverständigen gute und oft vorteilhafte Bauweise zu begründen. Wohl aber zeigt sie die Wichtigkeit der Schaffung von Garantien gegen die Ausbildung von Zuständen, wie sie im vielseitigen Zusammentreffen bei der Planung, Leitung und Ueberwachung dieses Talsperrenbaues sich unheilvoll ausgewirkt haben.

Die Mittel dazu liegen bei der Organisation der Ueberwachung von Projektaufstellung und -ausführung, die für Vorhaben besonderer Größe, Schwierigkeit oder Neuartigkeit durch obligatorischen Beizug von Sachverständigenkommissionen verbessert werden kann, und auf dem Gebiete der berufsständigen Auswahl der Projektverfasser und Bauleiter: sowenig auf dem Gebiete der Gesundheitspflege jedem beliebigen, vielleicht nur halbwissenschaftlich in Theorie und Praxis für durchgebildet befundenen Laien zugestanden werden kann, sich die Befugnisse eines Arztes anzumaßen, ebensowenig sollte dies bezüglich des Titels und Amtes des Ingenieurs, das so großen Einfluß auf Leben und Wohlergehen vieler Mitmenschen einräumt, geduldet werden.

Die Arbeiten zur Entwässerung des Stadtgebietes von Batavia im letzten Jahrzehnt.

Vom Regierungsbaurat **Karl Daub** in Düsseldorf.

(Hierzu 2 Tafeln)

„Batavia, das Grab der Deutschen", lautet das Motto, mit dem ein holländischer Hygieniker, Dr. W. F. van Gorkom, im Jahre 1912 seine Schrift: Ongezond Batavia vroeger en nu (Ungesund' Batavia einst und jetzt) einleitete. Dieser Beiname der Hauptstadt Niederländisch-Indiens, der anscheinend im 18. Jahrhundert weiter bekannt war, stammt aus den Schriften des Barons von Wolzogen[1]), der auf seinen langjährigen Reisen im Jahre 1790 auch Batavia besucht hat, und ist wahrscheinlich auf die geradezu grauenhaften Verluste zurückzuführen, welche die deutschen, hauptsächlich württembergischen Söldnertruppen, deren die Holländer sich damals bedienten, um ihre Herrschaft im indischen Archipel auszudehnen und zu befestigen, durch Seuchen und allerhand Krankheiten in Batavia erlitten. Er schreibt etwa:

Im letztgenannten Platz (Batavia) wurden sowohl die Mannschaften als auch die Offiziere hingemäht. Nach kurzer Zeit wäre von all seinen Freunden und Bekannten kein einziger mehr am Leben gewesen, und er hätte an seine Familie in Stuttgart keine Adresse mehr angeben können, wo seine Briefe in Batavia während seiner Abwesenheit in Empfang genommen werden konnten.

Abb. 1. Alte Gracht in Batavia an der Rückseite von heute chinesischen Geschäftshäusern entlang führend.

Lange Zeit ist Batavia seinem Rufe, ein außergewöhnlich ungesunder Platz zu sein, treu geblieben. Erst die in neuerer Zeit getroffenen Maßnahmen, zuletzt die etwa im letzten Jahrzehnt durchgeführten Arbeiten zur Verbesserung der gesundheitlichen Verhältnisse, haben diesen Ruf einigermaßen gewandelt. Da sich auch heute noch viele Deutsche in Batavia aufhalten und dort große deutsche Handels- und andere Interessen bestehen, dürfte Näheres von diesen umfangreichen Arbeiten auch für einen deutschen Leserkreis von Belang sein.

Geschichtlich-geographischer Ueberblick. Als Geburtsstunde von Batavia kann man das Jahr 1619 ansehen, in dem die Holländer den Ort „Jakatra" eroberten, gelegen an der flachen Nordküste von Westjava, da wo der Tjiliwongfluß in die Javasee mündet. Sie machten den Ort zum Hauptsitz der ostindischen Kompagnie und nannten ihn bald darauf „Batavia". Er war umgeben von den weiten Sümpfen, die fast überall die Nordküste von Java begleiten, was ihn zwar zur Verteidigung hervorragend eignete, ihm jedoch von vornherein die ungünstigsten gesundheitlichen Vorbedingungen verlieh.

Mit dem neuen Namen trat an die Stelle der alten Eingeborenensiedlung auch eine neue Stadt, die ganz nach dem Muster der altholländischen Städte in Europa angelegt war: Mit seinen geschlossenen Häuserreihen, seinen befestigten und baumbestandenen Straßen, seinen Grachten (Abb. 1) und Ziehbrücken, mit seiner Stadtumwallung und festen Toren (Abb. 2), mag die Stadt, mitten in die tropische Wildnis hineingesetzt, den zeitgenössischen europäischen Besuchern sonderbar genug und doch wieder vertraut angemutet haben. Zunächst nur auf dem rechten Ufer des „Tjiliwong" angelegt, dehnte sie sich bald auch auf das linke Ufer aus. Der die Stadt nunmehr in der Mitte durchfließende „Tjiliwong" wurde begradigt und mit Kaimauern versehen, schiffbare Kanalverbindungen mit den benachbarten Flüssen und dem Landesinnern wurden angelegt, so u. a. das „Molenvliet" (Mühlenfließ), das den bei „Glodok" angelegten Mühlen das Betriebswasser zuführte (Abb. 3).

Von einschneidender Wirkung auf die Entwickelung der Stadt war die Verlegung der meisten Verwaltungsbehörden, Kasernen und Wohnviertel der Europäer nach der 5 bis 6 km landeinwärts gelegenen Ebene von „Weltevreden", die, nach Süden zu sich entwickelnd, auch heute noch die Europäerstadt beherbergt. Weltevreden ist im Gegensatz zur Altstadt Batavia fast durchweg in offener, gartenstadtähnlicher Bebauung angelegt und ist mit seinen zahlreichen Alleen, seinen umfangreichen Plätzen und den prachtvollen alten Baumbeständen seiner Parks eine der schönsten Tropenstädte im fernen Osten.



Abb. 2. Altes Tor von Batavia.

[1]) Briefe von v. Wurb und v. Wolzogen auf ihren Reisen nach Afrika und Ostindien in den Jahren 1774 bis 1792. Gotha 1794. bei C. W. Estinger.



Abb. 3. Molenvliet.

Die Altstadt ist heute im wesentlichen nur noch Geschäftsstadt (Abb. 4), in der sich die Europäer lediglich tagsüber aufhalten, und Chinesenstadt (Abb. 5). Von den 300 000 Einwohnern Batavias (einschließlich Weltevreden) sind etwa 30 000 Europäer und europäisch-malaische Mischlinge, 60 000 Chinesen und der Rest Eingeborene sowie geringere Mengen Araber, Britisch-Inder, Japaner usw. Die Altstadt und die Oberstadt sind umgeben und teilweise unterbrochen von dorfartigen Eingeborenensiedlungen, an die sich weite Reiskulturen und Kokospalmenpflanzungen anschließen. Längs der Küste finden wir einen breiten Streifen Fischzuchtweiher, Brackwasser enthaltend, von denen weiter unten noch die Rede sein wird.

Das Klima ist rein tropisch und, da Batavia mit nur 7½° südl. Breite noch in der Zone der äquatorialen Kalmen liegt, von ungewöhnlicher Gleichmäßigkeit. Die mittlere Jahrestemperatur beträgt 26—27° Celsius, während in der Regel die Grenzwerte der Tagestemperaturen etwa zwischen 20° und 33° C liegen. Die Hitze wird durch die Luftströmungen des täglichen Temperaturausgleichs — tagsüber Seebrise, nachts Südwind vom Gebirge her — erheblich gemildert. Die Trockenzeit fällt mit unserem Sommer, die Regenzeit mit unserem Winter zusammen, ohne daß jedoch beide Perioden besonders scharf ausgeprägt wären: Mit Ausnahme von meist etwa zwei Monaten regnet es auch häufig in der Trockenzeit. Der jährliche Regenfall ist 1900—2000 mm, die meist in kurzen heftigen Regen niedergehen. Eine stündliche Regenmenge von 90 mm kommt häufiger vor. Die Luftfeuchtigkeit ist naturgemäß sehr groß und trägt besonders zur erschlaffenden Wirkung des Klimas bei.

Was die geologischen Verhältnisse angeht, so liegt die Hauptstadt Niederl. Indiens gänzlich im diluvialen und alluvialen Schwemmland, das die von den vulkanischen Gebirgen im Süden kommenden Flüsse im Laufe der Jahrtausende allmählich gebildet haben. Während nahe der Küste — im Gebiet der Altstadt — mit Sand und Muscheln durchsetzte Schlick- bzw. Kleischichten vorherrschen, besteht der Untergrund von Weltevreden, abgesehen von einigen mit moorigen und tonigen Bestandteilen ausgefüllten flachen Talsenken, meist aus einer stich- bis hackfesten porösen roten Lette, welche einen guten Baugrund abgibt und meist so fest ist, daß nicht allzu tiefe Baugruben nicht abgestützt zu werden brauchen.

Für die Entwässerungsarbeiten ist es von grundlegender Bedeutung, daß das Gelände im Gebiet von Batavia, wie übrigens fast überall an der Nordküste von Java, von der Seeküste ab, wo wir zunächst einen Mangroven-Sumpfgürtel (Abb. 6) von wechselnder Breite antreffen, ganz allmählich nach dem Innern zu steigt. Während die durchschnittliche Bodenhöhe in der Gegend der Altstadt sich etwa in der Höhe von + 1,5 bis 2,0 m, bezogen auf den Nullpunkt des Batavia-Pegels (= etwa niedrigster Springtide in See[2]) bewegt, erreicht sie in Weltevreden etwa + 3 bis 5 m, um in den südlichen Vororten Neu-Menteng und Meester Cornelis usw. bis auf 12 bis 15 m anzusteigen; die Fluß und Bachläufe mit ihren Talniederungen bringen eine gewisse, wenn auch nicht erhebliche Unregelmäßigkeit hinein. Bemerkenswert ist, daß der Hauptfluß, der Tjiliwong, nicht in einer Einsenkung verläuft, sondern hohe, durch die zahlreichen Ueberschwemmungen erzeugte Ufer besitzt, welche nach beiden Seiten hin allmählich abfallen.

Die Entwickelung des Gesundheitszustandes von Batavia bis etwa 1912/13. Trotz der ungünstigen gesundheitlichen Vorbedingungen war der Gesundheitszustand in Batavia in der ersten Zeit seines Bestehens nicht schlecht. Abgesehen von den kleineren und einfacheren Verhältnissen, war das wohl hauptsächlich zwei Umständen zuzuschreiben. Einmal gab es noch keine oder nicht so viele Fischzuchtweiher an der Küste, welche, wie erst später erkannt wurde, eine viel größere Malariagefahr bildeten als die unter dem Einfluß von Ebbe und Flut stehenden Mangrovensümpfe; zweitens führte damals der Tjiliwong viel mehr Wasser als heutzutage und war somit imstande, das damals noch einen geringeren Umfang aufweisende Grachten- und Kanalsystem in und bei der alten Stadt kräftig durchzuspülen. Den Beginn einer entscheidenden Verschlechterung brachte das Jahr 1699, in dem ein sehr heftiger Ausbruch des Vulkans „Salak", 75 km südlich von Batavia, stattfand. Dieser brachte durch Lavaströme und Erdbeben eine solche Veränderung im Quellgebiet des Tjiliwong zuwege, daß eine ganze Reihe seiner wasserreichsen Quellflüsse sich von da ab nicht mehr in ihn, sondern in den westlicher gelegenen „Tji Sadane" ergossen. Der so geschwächte Tjiliwong war dann nicht mehr imstande,

---

[2]) Der Unterschied zwischen Flut und Ebbe ist gering: Maximal etwa 1 m, im Durchschnitt 50 bis 60 cm.



Abb. 4. Europäische Geschäftshäuser am Kali Besar in Batavia.



Abb. 5. Chinesische Häuser in der Altstadt.



Abb. 6. Mangroven an der Küste.

die Wasserläufe in und um Batavia genügend zu durchspülen; hinzu kam, daß mit dem genannten Vulkanausbruch ein solcher Aschenregen verbunden war, daß sämtliche Flüsse Westjavas und ebenso die Grachten und Kanäle in und um Batavia verstopft waren. Zwar gab man sich redlich Mühe, mit dem „uitmoddern“ der Grachten, aber es gelang infolge der verringerten Spülkraft des Flusses nicht mehr, die einmal gründlich zerstörten Vorflutverhältnisse wieder in Ordnung zu bringen, zumal mit der Ausbreitung der Stadt die Anzahl der Kanäle und Grachten zunahm. Wie ungünstig das auf die gesundheitlichen Verhältnisse wirken mußte, erhellt vor allem daraus, daß die Grachten u. a. die Abfuhr der Fäkalstoffe mitbesorgen mußten. . . So kam es, daß die Sterbeziffer der Europäer, die im siebzehnten Jahrhundert verhältnismäßig günstig gewesen sein muß, im Jahre 1747 ihr Maximum mit 417 ‰ (!) erreichte. Vergrößerte Anstrengungen vermochten auch in der Folgezeit die durchschnittliche Sterblichkeit nicht wesentlich herabzudrücken, bis der Generalgouverneur Daendels zu dem Radikalmittel griff, die meisten Verwaltungsbehörden, das Militär und den größten Teil der europäischen Bevölkerung nach Weltevreden zu verpflanzen. Das geschah etwa 1815 bis 1820. Wie günstig das gewirkt hat, zeigt die Abb. 7.

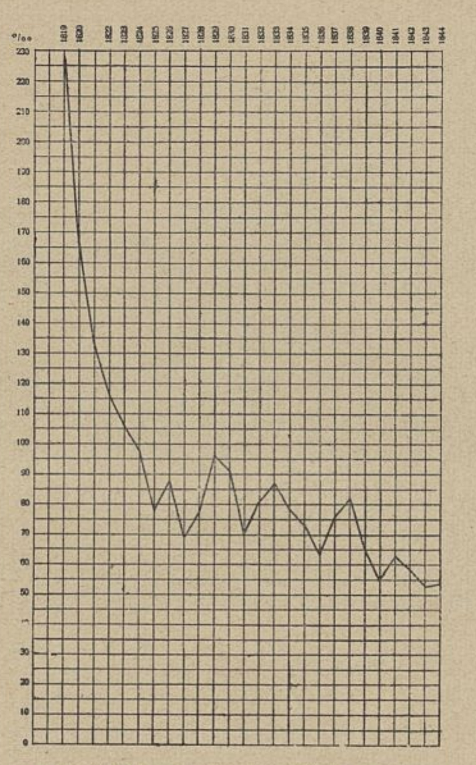


Abb. 7. Tabelle der Sterblichkeit unter den Europäern in Batavia, nach Abzug der gestorbenen Militär- und Marineangehörigen von 1819 bis 1844 (ausschließlich 1821).

Trotzdem stand Batavia bezüglich der Höhe seiner Sterblichkeit noch bis in unsere Zeit mit an erster Stelle unter den Tropenstädten. So betrug z. B. noch in den Jahren 1908 bis 1911 die jährliche Sterblichkeit in der „Afdeeling Batavia“ (Verwaltungsbezirk Groß-Batavia) unter den Europäern 29,1 ‰, unter den Eingeborenen 68,6 ‰. In der Altstadt war letztere sogar (1911 bis 1912) 97,9 ‰, während sie sich in einigen Eingeborenenvierteln selbst auf 110 bis 112 ‰ belief.

Diese beschämenden Ziffern veranlaßten die Regierung in den Jahren 1912 bis 1913, ein Programm für die Maßregeln zur Verbesserung des Gesundheitszustandes aufzustellen. Die damit verbundenen wasserbautechnischen Arbeiten sind nach nunmehr rund zehn Jahren[3]) zu einem gewissen Abschluß gekommen, wenn sie auch leider zu einem erheblichen Teil nicht ausgeführt worden sind.

Abgesehen von rein ärztlichen Maßnahmen, wie Verbesserung und Ausdehnung der Krankenbehandlung, prophylaktischer Impfung der Bevölkerung gegen Pocken, Bereitstellung von Cholera- und Typhusimpfung für den Fall von Epidemien, Pestbekämpfung usw., bekam vor allem der Gesundheitsingenieur Arbeit, da die vorbeugende Bekämpfung der meisten Krankheiten eine technische Angelegenheit ist: Cholera, Ruhr, Typhus und zahlreiche ähnliche Krankheiten können durch Schaffung von gutem Trinkwasser und einer guten Entwässerung erfolgreich bekämpft werden, während der Kampf gegen die Malaria Beseitigung aller stehenden Gewässer und Trockenlegung der Sümpfe erfordert.

Die Stadtgemeinde Batavia erhielt eine Regierungsbeihilfe zur Anlage der 60 km langen Wasserleitung vom Gebirge bis zur Stadt, die Batavia endlich das ersehnte frische, kühle Gebirgswasser brachte. Das Hauptübel war jedoch nach wie vor der außerordentlich schlechte „waterstaatkundige toestand“, wie der Holländer sich ausdrückt, was hier etwa mit Entwässerungszustand übersetzt werden kann.

Entwässerungsverhältnisse 1912. In der Tat waren diese noch 1912 ganz unzureichend (Abb. 8 u. 9 auf Tafel 1). In dem etwa 60 qkm großen Gebiet mit Vorstädten besaßen nur die wenigsten Teile eine zu allen Zeiten genügende Entwässerung. Die meisten Stadtteile waren bei Regen oder Hochwasser Ueberschwemmungen ausgesetzt, da weder die örtlichen Entwässerungsmittel, soweit sie überhaupt vorhanden waren, noch die Bäche und Flußläufe die Riesenmengen der tropischen Regen fassen konnten. Vor allem stifteten die vom Gebirge kommenden Flußhochwasser bisweilen enormen Schaden, indem sie, wie z. B. noch im Jahre 1918 vor Eröffnung des neuen Hochwasserkanals, den größten Teil der Stadt 1 m und mehr unter Wasser setzten und außer der Durchfeuchtung der Häuser die Schmutzstoffe aus Kanälen, Abortgruben usw. über das ganze Gelände verbreiteten (Abb. 10). Der Wassermangel in der Trockenzeit war gesundheitlich nicht minder bedenklich, da dann die Flüsse nicht mehr imstande waren, das weitverzweigte System der Wasserläufe in der Stadt genügend mit Frischwasser durchzuspülen. Die Folge war, daß die Grachten aussahen wie Absitzbecken einer städtischen Kanalisation.

Die örtliche Regenwasserabfuhr war gleichfalls vollständig unzureichend und zusammenhanglos. Die Haushalt- und Fäkalabwässer wurden teils in die bestehenden Gossen und Flußläufe gelassen, teils nach Gruben auf den Grundstücken geleitet. In den „Kampongs“ (dorfartige Eingeborenen-Bezirke) fand man fast keine Spur von Entwässerungseinrichtungen. Mit am bedenklichsten in gesundheitlicher Hinsicht waren die zahlreichen Moraste, Bodenlöcher, Fischweiher und anderen stehenden Gewässer, vor allem diejenigen, welche Brackwaser enthielten. Dort entwickelt sich mit Vorliebe die gefährliche Anopheles (eine Mückenart), welche die Verbreiterin der Malaria ist.

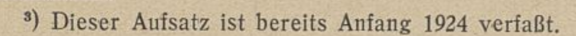
Maßnahmen zur Verbesserung.

1. Bekämpfung der Flußhochwasser. Vor Inangriffnahme der rein örtlichen Entwässerungsarbeiten mußte erst für eine glatte Abführung der Flußhochwasser nach See gesorgt werden. Die in Frage kommenden Flüsse und Bäche sind von Ost nach West (Abb. 9) folgende: „Sunter“, „Oosterslokkan“, „Tjiliwong“, „Westerslokkan“, „Tji Dang“, „Krokat“, „Grogol“ und „Angkee“. Der größte dieser Flüsse ist der Angkee, der jedoch weiter draußen liegt. Am gefährlichsten für die Stadt waren die Hochwasser des Tjiliwong, der mitten hindurchfließt. Er kann bis zu 250 cbm und mehr in der Sekunde abführen, während seine Niedrigstwassermenge in der Trockenzeit nur 3 cbm/sek beträgt. Die übrigen Flüsse treten in ihrer Bedeutung gegenüber den genannten erheblich zurück. Zwar bestanden 1912 schon verschiedene, allerdings unzulängliche Anlagen zur besseren Abführung der Hochwasser, unter anderem der „Gunung Saharikanal“, der Hochwasser des Tjiliwong an der Niederstadt vorbeileiten sollte, ferner der Krokot-Hochwasserkanal („Krokotbandjirkanal“, vergl. Abb. 9), der die Hochwasser dieses Flusses von Karet ab westlich der ganzen Stadt nach See abführte.

Die Maßregeln zur Verbesserung der Hochwasserverhältnisse bestanden hauptsächlich in folgendem:

1. Herstellung einer geraden Seemündung für den Sunter an Stelle seines bisherigen ungünstigen Deltas.

2. Anlage eines großen H.-W.-Kanals für den Tjiliwong, in den auch alle anderen Flüsse vom Oosterslokkan bis zum Krokot aufgenommen wurden.



[3]) Dieser Aufsatz ist bereits Anfang 1924 verfaßt.

Die Arbeiten zur Entwässerung des Stadtgebietes von Batavia im letzten Jahrzehnt.

Java See.
N
M. Aloeran M. Angkee
M. Karang M. Baroe
Alter Hafenkanal
Alter Hafen v. Batavia
M. Mahre
Fischweiher
M. Heemraad
M. Antjol
M. Pekapoeran
Schiffahrtskanal Batavia-Priok
Eisenbahn n. Priok
Altstadt Batavia (Niederstadt)
Pendjaringan
Kali Angkee
Bacherachtsgracht
Kg. Goesti
Djembatan Doea
Mangga Besar
Tangkisluis
Djembatan Merah
Kali Soenter
Soenter
Pintoe Besie
Sawah Besar
Pesing
Kali Grogol
Bandjir kanal
Weltevreden
Kemajoran
Koningsplein (Königsplatz)
Tandjoeng Taipekong
Kwitang
Condangdia
Menteng
Karet
Kemanggisan
Pelambaran
Pakembangan
Rawabelong
Kali Krokot
Matraman
Kramat
Meester Cornelis
Kampong Melajoe
Rambotan
Pedoerenan

Abb. 8. Uebersichtsplan von Batavia. M. etwa 1 : 60000.

Europäische Bebauung
Eingeborenenviertel (Kampongs)
Fischweiher

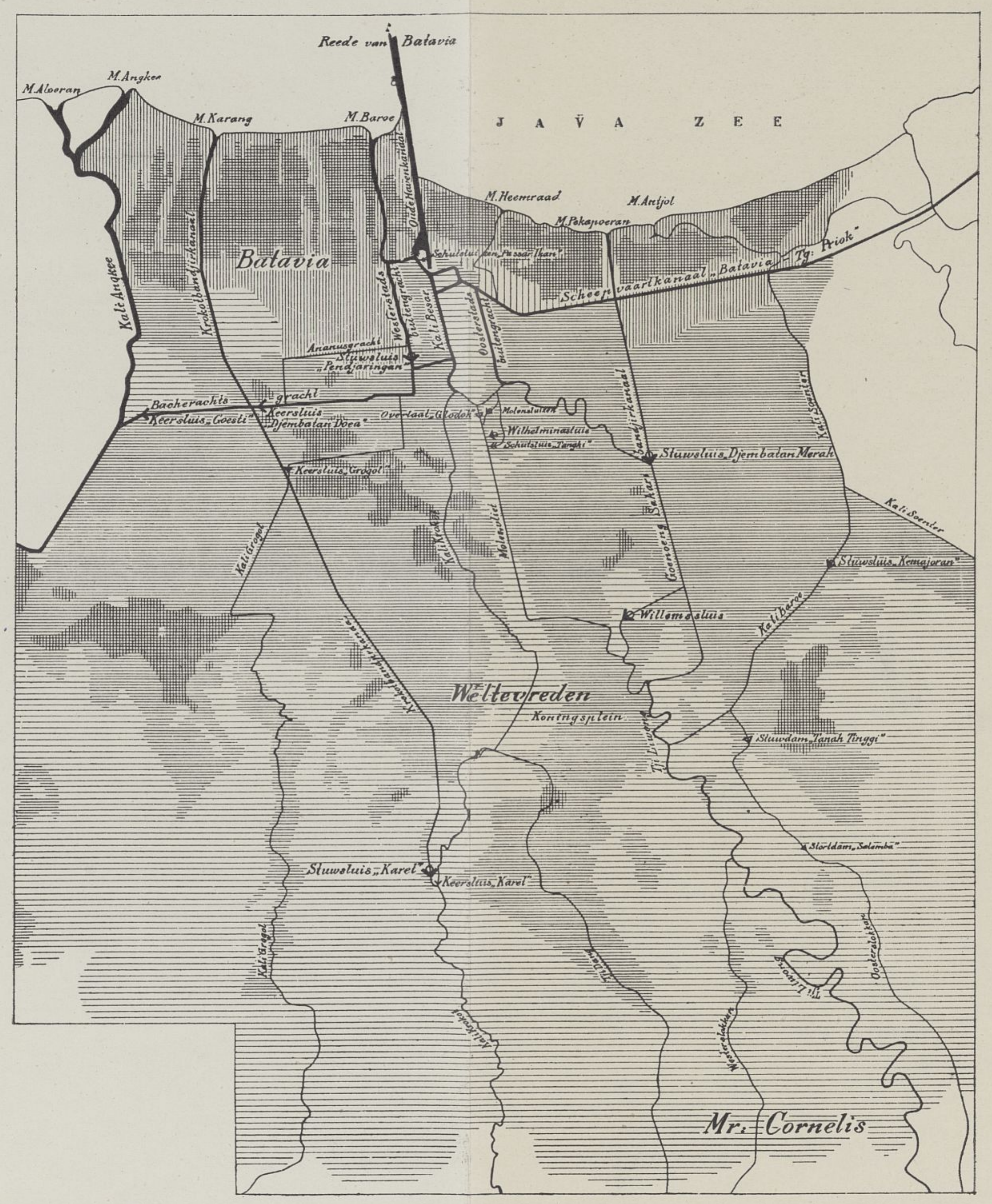


Abb. 9. Entwässerungsverhältnisse von Batavia im Jahre 1912.
M. etwa 1 : 60000.

Gelände, deren natürliche Entwässerung überhaupt möglich ist,
„ „ Entwässerung unmittelbar nach See zu möglich ist, jedoch nur bei Ebbe,
„ „ „ „ „ „ „ „ unabhängig von den Seewasserständen,
„ „ „ nach den größeren Wasserläufen zu möglich ist, jedoch nur bei normalen Wasserständen,
„ „ „ „ „ „ Wasserständen zu möglich ist, unabhängig von den Wasserständen.

Verlag von Guido Hackebeil A.-G. Berlin S 14



Abb. 10. Ueberschwemmte Eingeborenensiedlung (Kampong) am Rande von Weltevreden, ein früher alljährlich häufiger Anblick.

3. Verbesserung des alten Wasserweges des Tjiliwong in der Stadt selbst.

4. Herstellung einer besonderen Hochwasserableitung für den Grogol.

a) Der „Bandjirkanal". Während über Punkt 1 nichts Besonderes zu vermelden ist, bildet der unter 2 genannte Kanal die weitaus bedeutendste Anlage. Er wird von der holl. Verwaltung mit dem halbmalaiischen Wort „Bandjir"-Kanal bezeichnet (Bandjir = Hochwasser) und stellt infolge seiner Abmessungen und zahlreichen Kunstwerke eine bemerkenswerte technische Leistung dar.

Seine Linienführung wurde nach eingehenden Untersuchungen so gewählt, daß er bei dem südlich von Batavia gelegenen Vorort „Meester Cornelis", vom Laufe des Tjiliwong abzweigend, südlich und westlich die ganze Stadt in weitem Bogen umfährt, um schließlich in das Mündungsdelta des Angkeeflusses auszumünden. Er war so imstande, unterwegs den Westerslokkan, Tji Dang und Krokot aufzunehmen, während der Oosterslokkan weiter oberhalb mit dem Tjiliwong selbst durch einen Querkanal verbunden wurde, so daß er sein H. W. an diesen und damit auch an den Bandjirkanal abgeben konnte. Die Linienführung des letzteren westlich der Stadt gewährte im Vergleich zu einer an sich auch möglichen östlichen Linie folgende Vorteile:

1. Der Schiffahrtkanal von Batavia nach Priok, dem modernen Hafen der Hauptstadt Niederl. Indiens, brauchte nicht gekreuzt zu werden.

2. Der bestehende ältere Krokotkanal konnte unter Profilerweiterung mit benutzt werden.

3. Die Deiche des Bandjirkanals bilden eine zweite zuverlässige Sicherung der Stadt auf ihrer Westseite gegen die gefährlichen Hochwasser des selbst schon eingedeichten Angkeeflusses. Die Ausmündung in das Delta des Angkee gewährt, abgesehen von dem günstigen Umstand, daß der Angkee seine Mündung durch eigene Spülkraft gegen Brandung und Küstenstrom stets offenhält, den großen Vorteil, daß die mitgeführten Hochwasser weit westlich von den Hafeneingängen nach der See abgeführt werden.

Bei der Abzweigung des Bandjirkanals vom Tjiliwong sind beide durch Stauwehre abgeschlossen, um an diesem Punkt die Verteilung der Flußwasser vollkommen in der Hand zu haben. Gleichzeitig wird damit der Zweck erreicht, den Straßenkanälen der höher gelegenen südlichen Stadtteile Spülwasser zuzuführen. Aus dem gleichen Grunde ist bei Karet gleich nach der Aufnahme des Krokot ein zweites Stauwehr angelegt worden, um dort ebenfalls Spülwasser nach der Stadt abgeben zu können.

Gleichzeitig dienen die beiden Stauwehre zur Gefällvernichtung, um die Wassergeschwindigkeit im Kanal mit Rücksicht auf die steilen unbefestigten Böschungen nicht zu hoch werden zu lassen. Die berechnete größte Wassergeschwindigkeit (mittlere Querschnittsgeschwindigkeit) beträgt unterhalb des Wehres Karet bei größtem H.W. und Flut in See 2,23 m/sek bei einem Spiegelgefälle von 0,36 ‰. Der Kanal ist in seiner oberen Haltung für 250 bis 240, in der unteren, da bei Karet noch der Krokot hinzukommt, für 330 bis 295 cbm/sek eingerichtet. Näheres siehe Längenprofil, Abb. 11.

Zwei charakteristische Querprofile zeigt Abb. 12: Das Bett ist vor allem im Einschnitt zur Erzielung eines günstigen R schmal und tief gehalten. Die Böschungen sind recht steil gewählt, was zwar streckenweise wegen des guten Untergrundes gerechtfertigt war, an anderen Stellen sich jedoch in unangenehmer Weise gerächt hat. Bis jetzt mußten schon fast 300 000 Gulden ausgegeben werden, um Deiche zurückzuverlegen und Böschungen abzuflachen.

Die bemerkenswertesten Bauwerke des Bandjirkanals sind die großen Stauwehre in Matraman[4]) bei Meester Cornelis (Abb. 13 bis 15) und Karet[4]) (Abb. 16 u. 17), welche mit Stoney-Rollschützen ausgerüstet sind. Die Wehröffnungen in Matraman sind sehr eng: 5,5 m, da hier bei größtem H. W. noch 1 m Gefälle zur Verfügung stand, und es gewährt einen imposanten Anblick, wenn die gesamte Hochwassermenge donnernd und tosend hindurchschießt.

An weiteren belangreichen Bauwerken sind die Dücker mit Notüberfällen des Westerlokkan und des Tji Dang zu vermelden. (Abb. 18). Die Dücker haben den Zweck, in normalen Zeiten das Wasser dieser Bäche als Spülwasser der Stadt zuzuführen, während die Notüberfälle bei Hochwasser nach dem Bandjirkanal zu in Tätigkeit treten.

Weiter sind zu erwähnen ein Schiffsschleusenpaar „Djembatan Dua" beim Schnittpunkt des Bandjirkanals mit dem Schiffahrtweg nach dem 30 km westlich gelegenen Städtchen „Tangerang", sowie ein großes Dückerbauwerk für den Grogolfluß, worüber weiter unten Näheres folgt. Eine große Anzahl Brücken mußte ebenfalls gebaut werden, die teils Eisenbetonbrücken auf Pfählen oder Stützen aus gleichem Material, teils eiserne Schraubenpfahlbrücken (sehr praktische Normalie der niederl.-indischen Regierung) sind. Die größte Betonbrücke und eine Eisenpfahlbrücke zeigen Abb. 19 und 20.

Bei dieser Gelegenheit sei bemerkt, daß diese umfangreichen Arbeiten unter recht geringer Verwendung von Maschinen ausgeführt worden sind. Die gesamten Erdarbeiten — der Boden konnte fast überall seitlich gelagert oder auf dem Gelände ausgebreitet werden —, sind mit Ausnahme der Baggerarbeiten von Hand ausgeführt worden, wobei der Transport mit Tragkörben erfolgte. Lediglich die Wasserhaltung und die Mischung des Betons, eventuell auch bei höheren Bauobjekten die Hebung der Baustoffe, erfolgte maschinell, jedoch mit den einfachsten Maschinen. Noch heute vermag der javanische Kuli selbst in der Hauptstadt des Landes die teuren europäischen Maschinen wirtschaftlich zu besiegen. Sogar beim Baggerbetrieb ist, wie Versuche des Verfassers ergeben haben, das Baggern von Hand bis zu einer Wassertiefe von 1,20 bis 1,50 m billiger als mit der Baggermaschine.

Die großen Mauerkörper der Schleusen und Wehre sind nicht aus Beton, sondern aus Bruchstein- oder Findlingmauerwerk teils mit Zement-, teils Kalktraßmörtel. Beton wurde fast nur für die

[4]) Flurnamen.

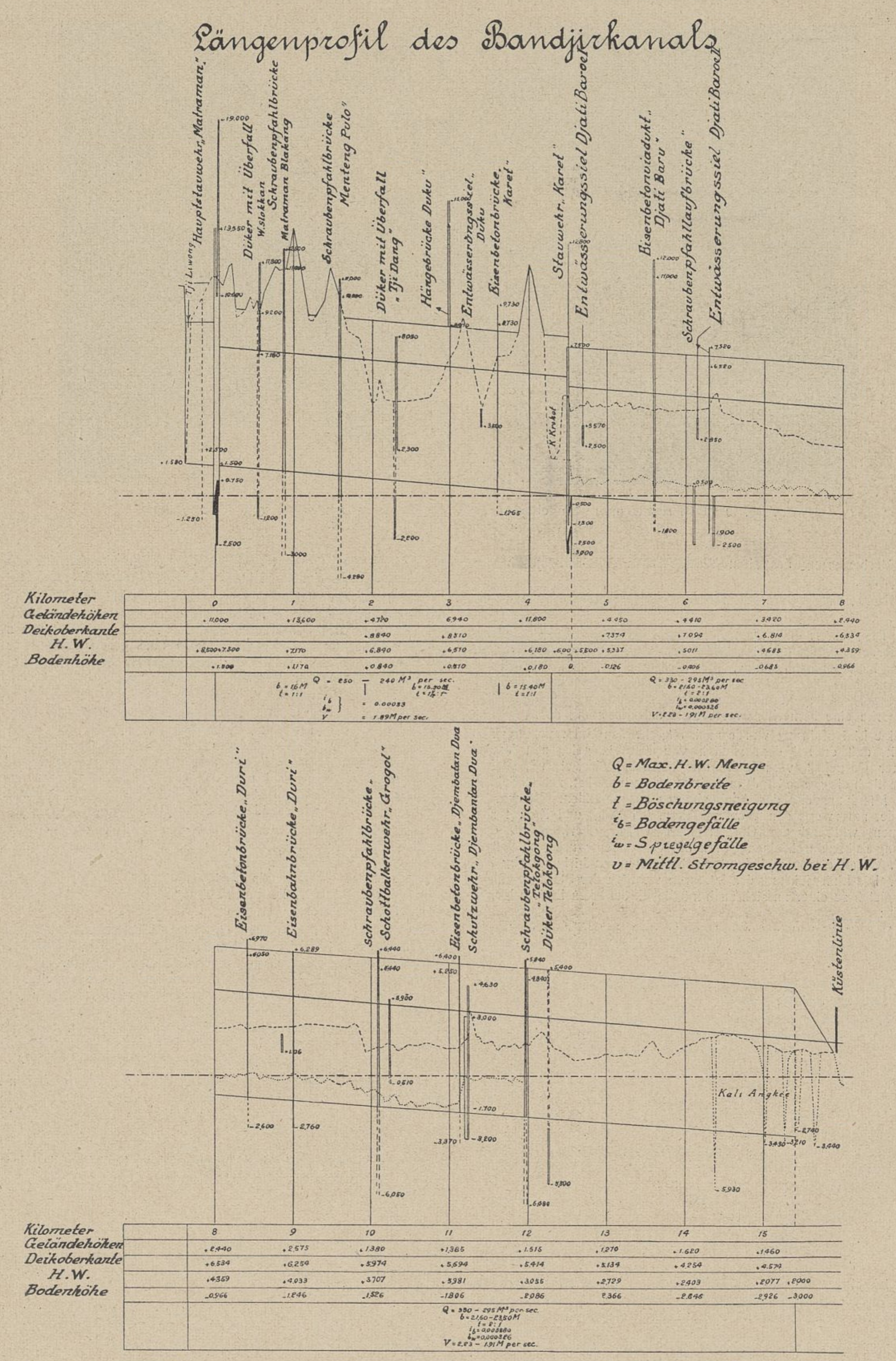


Abb. 11. Längenprofil. M. der Längen etwa 1 : 62500, der Höhen etwa 1 : 240.

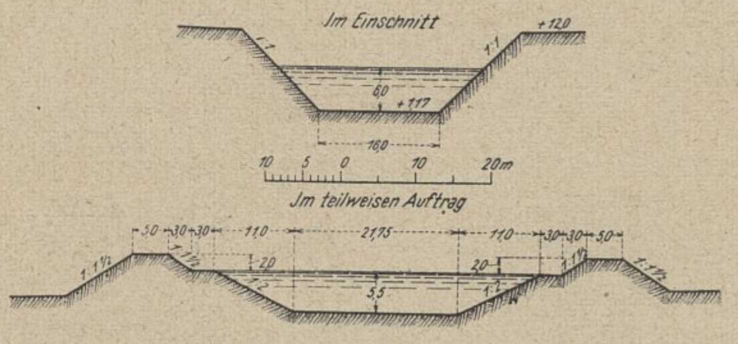


Abb. 12. Querprofile des Bandjirkanals,

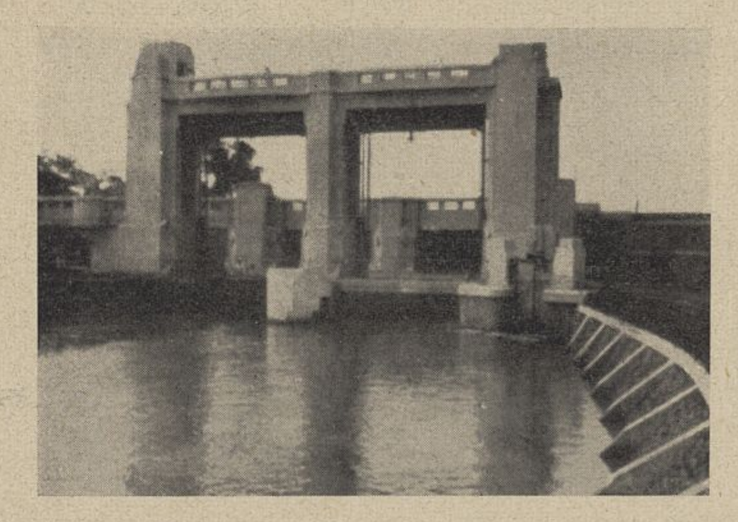


Abb. 13. Hauptstauwehr Matraman am Beginn des Bandjirkanals, Ansicht gegen das Oberhaupt.

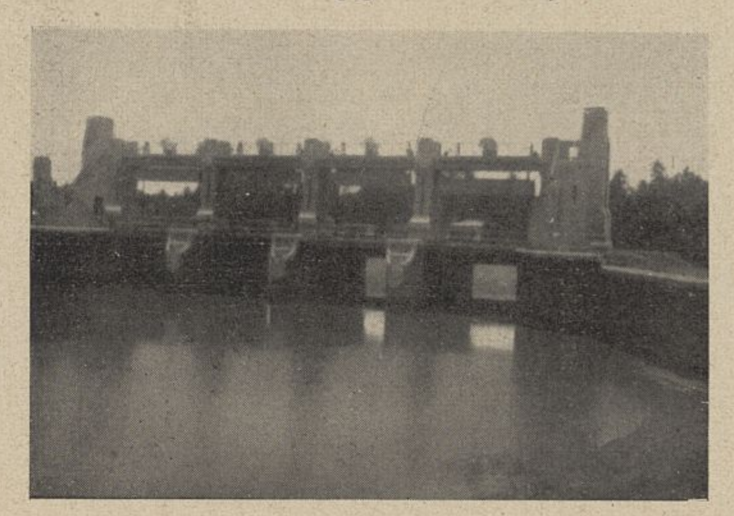


Abb. 16. Stauwehr Karet, vom Oberwasser aus.

Abb. 14. Lageplan der Abzweigung des Bandjirkanals in Matraman. M. 1 : 2500.

Eisenbetonaufbauten verwendet. Ziegelsteinmauerwerk wird für technische Zwecke fast gar nicht gebraucht, da der vorhandene Lehm nur einen ziemlich minderwertigen Stein ergibt*)

Eigenartig ist die intensive und äußerst vielseitige Verwendung des Bambusrohres beim Bau: Absteckpfähle, Dammprofile, Baugrubenabstützungen, Transportbrücken, Tragekörbe, Gerüste, Lagerschuppen, selbst starke Dreibeine zum Heben von Lasten, alles wird in erstaunlich kurzer Zeit aus Bambus ohne Zuhilfenahme auch nur eines Nagels, nur durch Binden hergestellt. (Abb. 21) Alle Verwendungszwecke des Bambus beim Bau aufzuzählen, ist kaum möglich, nur eine möchte ich noch erwähnen. Die wandelnden Wasser- und Reisweinverkäufer bringen ihren schwer in der Tropensonne arbeitenden Kameraden die nötigen Erfrischungen ebenfalls in Bambusköchern von rd. 1 m Länge und 10—20 m Durchmesser heran.

*) Die älteren Gebäude in Batavia sind fast alle mit holländischen Klinkern erbaut, die auf dem Seewege herangefahren wurden. (!)

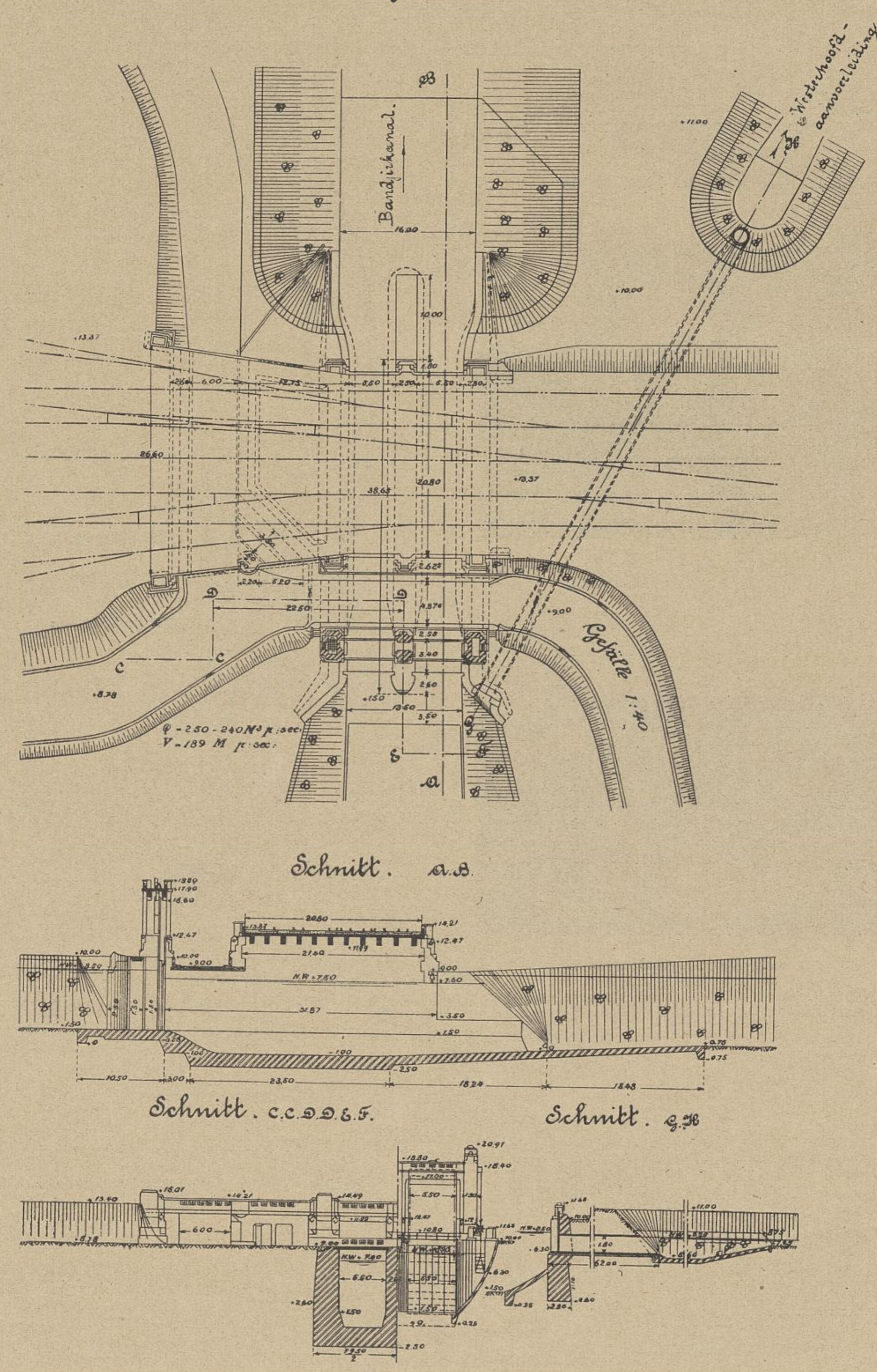


Abb. 15. Hauptstauwehr „Matraman“ am Beginn des Bandjirkanals.
M. etwa 1 : 600.

Abb. 17. Stauwehr Karet, Grundriß. M. rund 1 : 600.

Schnitt E. F
M 1 : 600.

Schnitt G. H
M. 1 : 300.

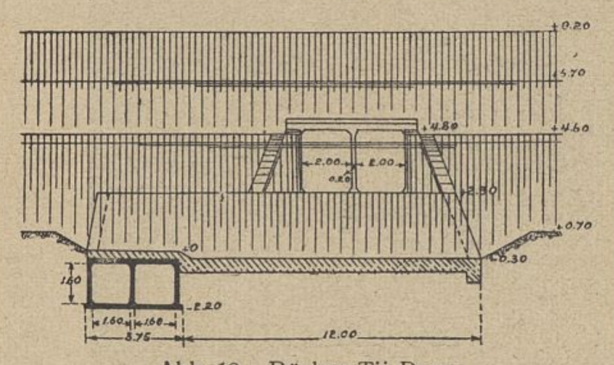
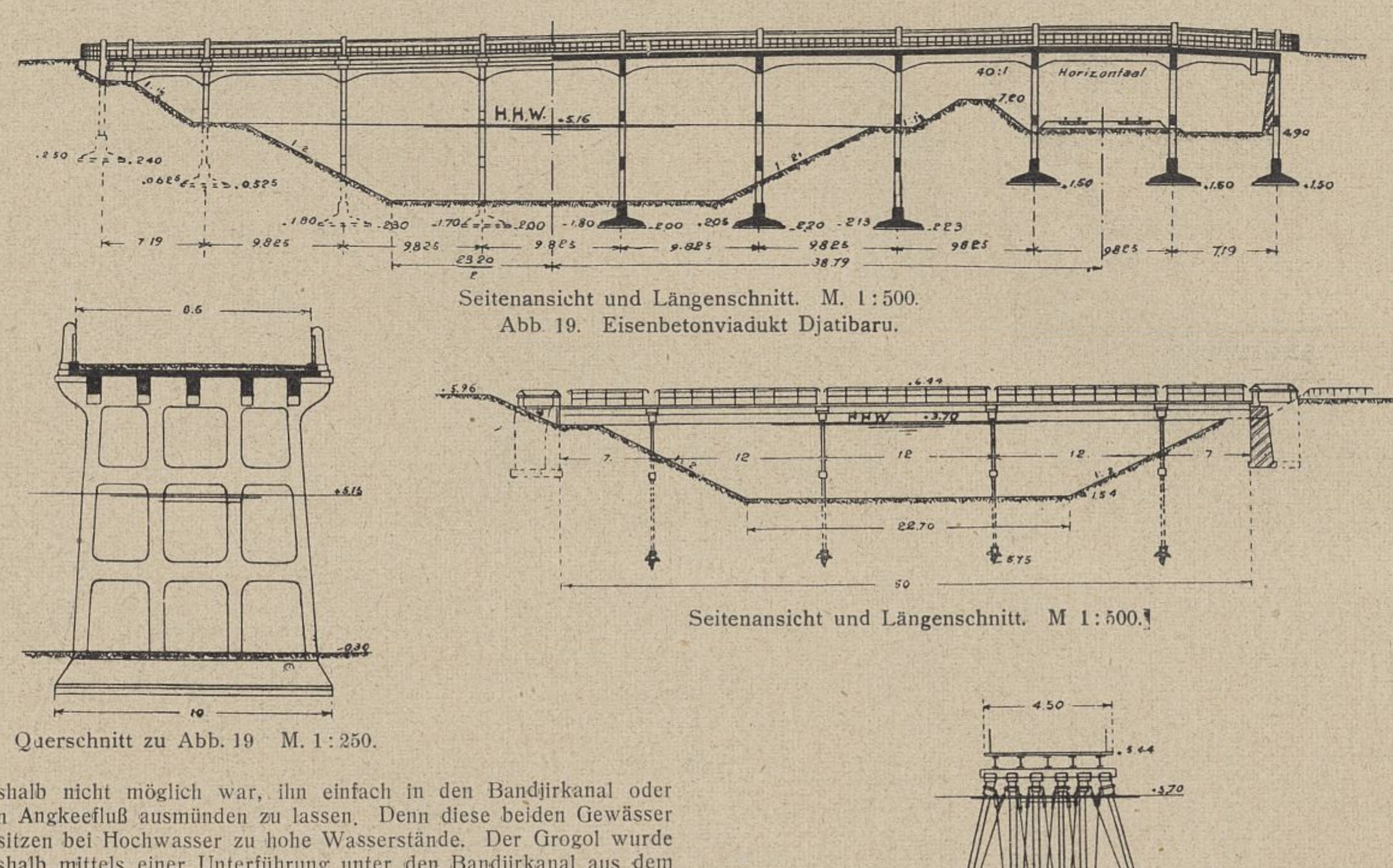


Abb 18. Dücker Tji Dang.
Unterführung des Kali Tji Dang unter dem Bandjirkanal.
M. 1 : 600 und 1 : 300.

b) Verbesserung des alten Wasserweges des Tjiliwong in der Stadt. Um bei etwa noch größeren Hochwassern als 250 cbm/sek (Katastrophenhochwasser) eine Reserve zu haben, wurde der alte Wasserweg des Tjiliwong durch die Stadt auf höhere Leistungsfähigkeit gebracht, hauptsächlich durch die Erweiterung des auf Abb. 9 Willemsluis genannten Stauwehres und durch Querschnittvergrößerung des Gunung—Sahari-Hochwasserkanals. Die fernerhin geplante Begradigung und Verbreiterung des alten Laufes des Tjiliwong vom Stauwehr „Djembatan Mera" bis zur „Oosterstadsbuitengracht" ist vorläufig wegen Mangel an Mitteln zurückgestellt worden. In Verbindung mit diesen Erweiterungen wurde die Durchlaßöffnung des Tjiliwongwehres in Matraman für 100 cbm/sek berechnet (vergl. Abb. 14), so daß im ganzen Katastrophenhochwasser des Tjiliwong von 350 cbm/sek verarbeitet werden können.

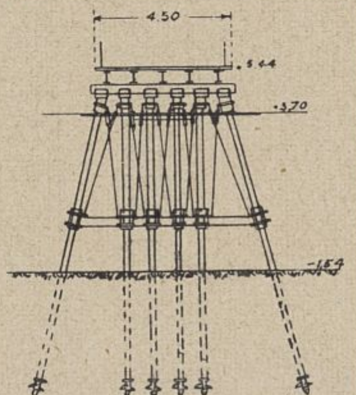
c) Der Grogolableitungskanal. Der Grogolfluß mußte einen neuen Ableitungskanal erhalten, da er in seinem Unterlauf sehr niedrig gelegene Ländereien zu entwässern hat und es



Seitenansicht und Längenschnitt. M. 1:500.
Abb. 19. Eisenbetonviadukt Djatibaru.

Querschnitt zu Abb. 19 M. 1:250.

Seitenansicht und Längenschnitt. M 1:500.



Querschnitt. M. 1:250.
Abb 20. Schraubenpfahlbrücke Djembatan Besi (Grogol).

deshalb nicht möglich war, ihn einfach in den Bandjirkanal oder den Angkeefluß ausmünden zu lassen. Denn diese beiden Gewässer besitzen bei Hochwasser zu hohe Wasserstände. Der Grogol wurde deshalb mittels einer Unterführung unter den Bandjirkanal aus dem Dreieck zwischen diesem und dem Angkee herausgeführt und mit dem alten erhalten gebliebenen Unterlauf des Krokot-Hochwasserkanals verbunden, der jetzt als Seemündung für ihn dient. Diese Unterführung besteht aus einem großen vierfachen Dücker aus Eisenbeton, von den Holländern „Syphoon Telokgong" genannt (Abb. 22).

2. Die Verbesserung der örtlichen Entwässerung. Wahl des Systems. Nach Beseitigung der großen Hochwasserbeschwerden konnte man an eine Regelung der örtlichen Entwässerung im Stadtgebiet herangehen. Es entstand die Frage, ob man das mit Ausnahme der Altstadt überall mehr oder weniger vorherrschende Trennsystem — Regen- und Brauchwasser

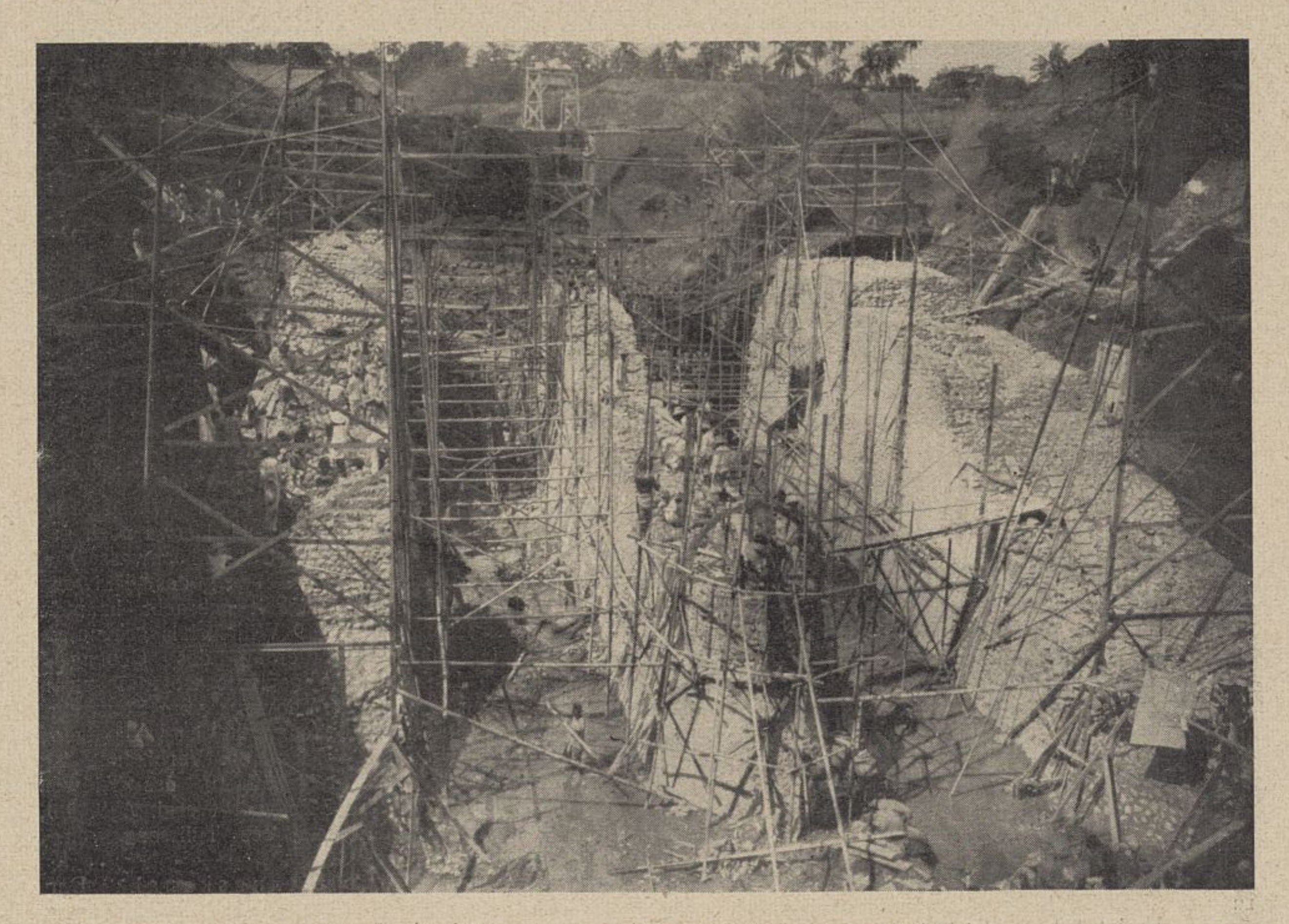


Abb. 21. Bambusgerüste beim Bau des Stauwehres Matraman.

Die Arbeiten zur Entwässerung des Stadtgebietes von Batavia im letzten Jahrzehnt.

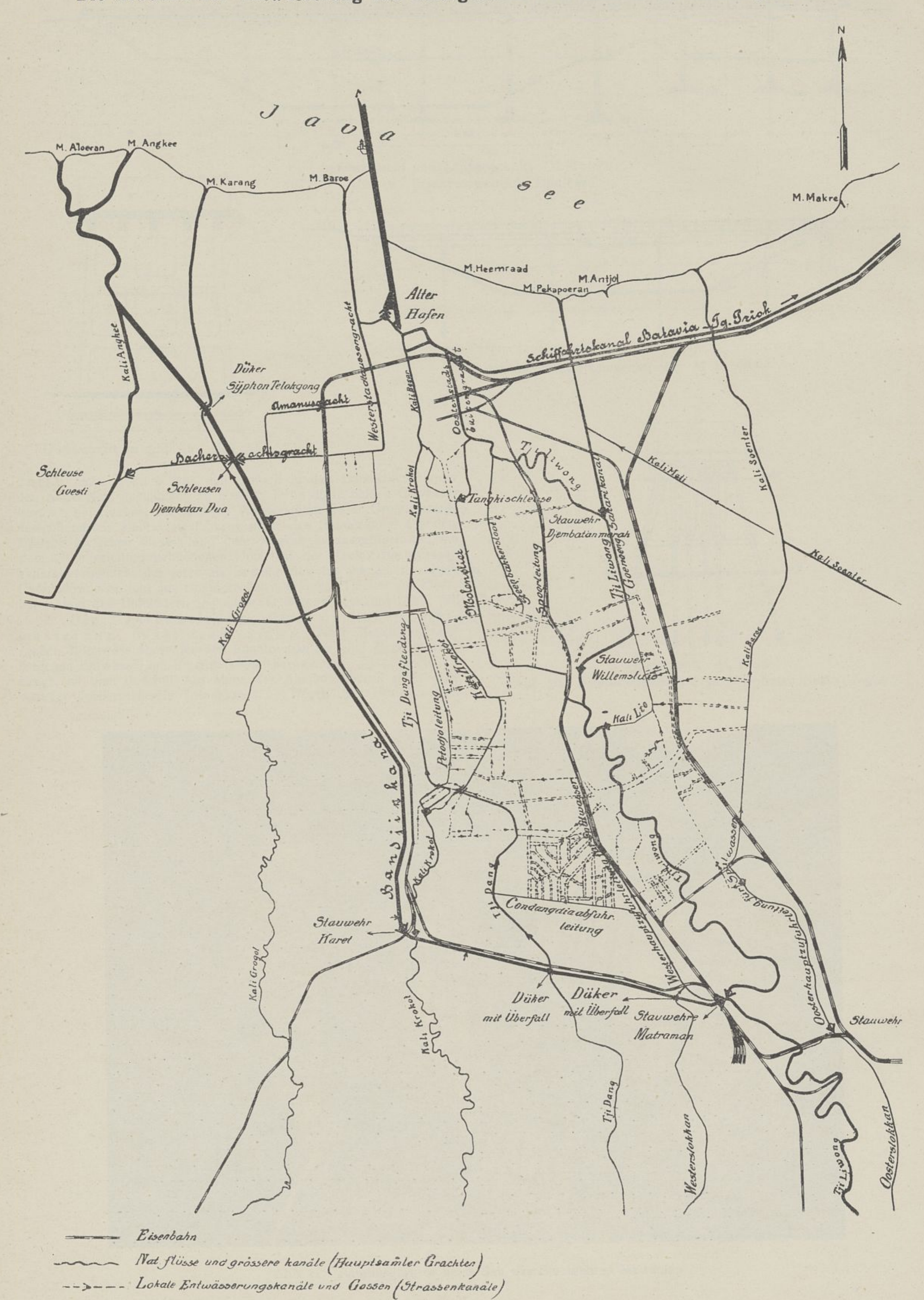
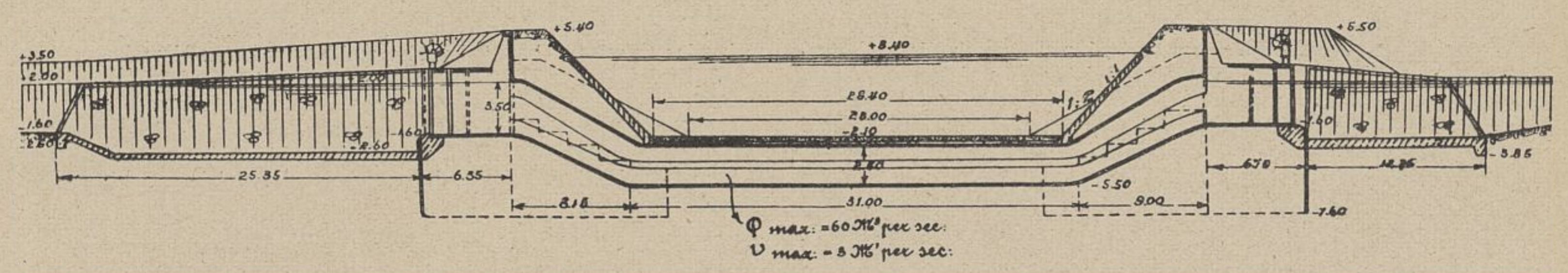
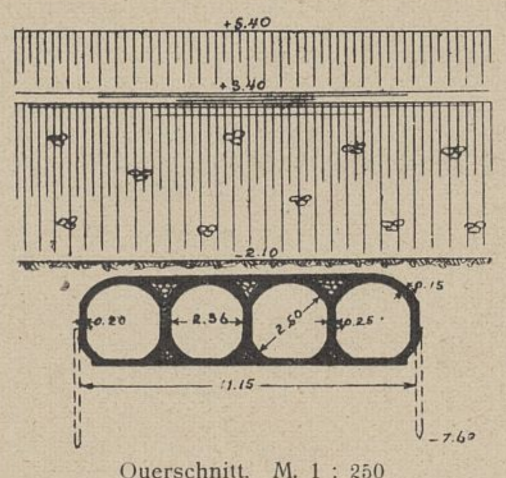


Abb. 23. Uebersichtsplan der Entwässerungsanlagen von Batavia. M. 1 : 60000.

Verlag von Guido Hackebeil A.-G., Berlin S14



Längenschnitt. M. 1 : 500.
Abb. 22. Dücker Telokgong, Unterführung des Grogolflusses unter dem Bandjirkanal.



Querschnitt. M. 1 : 250

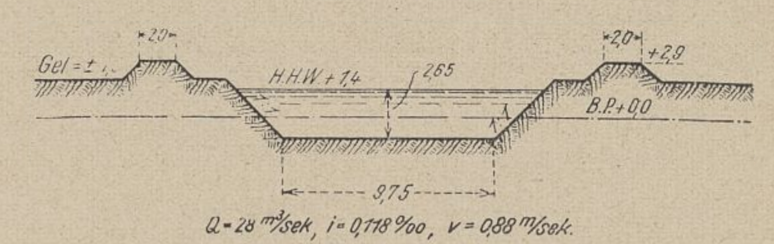


Abb. 24 Querprofil eines Hauptsammlers.

zusammen nach den öffentlichen Gewässern, Fäkalienbehandlung auf den Grundstücken*) — weiter ausbauen oder prinzipiell zu dem Mischsystem übergehen sollte. Man entschied sich bald zu ersterem, da letzteres hauptsächlich aus folgenden Gründen viel teuerer zu werden drohte:

1. Man hätte sämtliche Straßenkanäle unterirdisch geschlossen führen müssen — was bei den starken tropischen Regen und den dadurch notwendigen großen Querschnitten, in Verbindung mit der weitläufigen Bebauung, viel zu teuer geworden wäre. Jedenfalls sind die meist angewandten trapezförmigen offenen Betonrinnen viel billiger.

2. Die Hauptsammler hätten, vor allem mit Rücksicht auf die Neigung der Eingeborenen, in jedem noch so schmutzigen Wasser zu baden und zu waschen, ebenfalls sämtlich überdeckt werden müssen, während sie so alle offen geblieben sind und zum großen Teil Grasböschungen erhalten konnten.

3. Man hätte die Hauptsammler nicht in das Netz der Grachten, Kanäle und Flüsse der Niederstadt einmünden lassen können, sie vielmehr unabhängig davon direkt nach See durchführen müssen, was noch zahlreiche Dücker und Pumpstationen erfordert hätte.

a) Art und Umfang der ausgeführten bzw. geplanten Arbeiten. Man gab sich also daran, das vorherrschende Trennsystem weiter durchzuführen und steckte sich dabei vernünftigerweise nicht zu weite Ziele, nämlich:

1. Ausbau der wichtigsten, die Stadt durchziehenden Fluß- und Bachläufe zu Hauptsammlern durch Begradigung, Profilvergrößerung, Bedeichung und teilweise Uferbefestigung, z. B. Tji Dang, alter Krokotfluß u. a.

2. Schaffung einiger neuer Hauptsammler, z. B. „Spoorleiding", „Steenbakkersloot", „Tji Dang Afleiding".

3. Herstellung zahlreicher Straßenkanäle und -gossen, hauptsächlich in den europäischen Teilen von Weltevreden unter Einbeziehung der bestehenden noch brauchbaren alten Gossen und Kanäle in das System.

4. Schaffung von Einrichtungen zur reichlichen Spülung der Straßenkanäle und besonders der Sammler.

So gut wie nichts geschah bisher zur Verbesserung der Entwässerung der Kampongs, wo zum großen Teile noch heute sehr üble Zustände herrschen. Nach den Vereinbarungen sollte die Gemeinde die Sorge für die Kampongs selbst übernehmen; sie stand jedoch dieser Herkulesarbeit zunächst ziemlich hilflos gegenüber. Erst in der allerletzten Zeit wurden einige Anstrengungen gemacht, um der dort herrschenden fast vollkommenen Anarchie auf städtebaulichem Gebiet zu steuern.

Gleichfalls geschah sehr wenig in der Altstadt, wo noch heute das aus der Zeit der ostindischen Kompagnie stammende System besteht, d. h. es wird alles: Regen-, Brauchwasser und Fäkalien nach den Grachten geleitet, deren ausreichende Durchspülung auch heute noch nicht überall gewährleistet ist, obwohl die schmutzigsten zugeschüttet sind.

*) Mit Ausnahme der Altstadt, wo auch die Fäkalien meist nach den Grachten gehen.

Bezüglich der Einteilung des Netzes will ich den Leser nicht mit einer genauen Beschreibung aufhalten; (Abb. 23, Tafel 2) dürfte einen Ueberblick geben. Hierbei ist zu beachten, daß die lokalen Entwässerungsmittel (Straßenkanäle, Gossen usw.) nur insoweit eingezeichnet sind, als sie von der Regierung etwa im letzten Jahrzehnt neu ausgeführt oder noch geplant sind, während die alten bestehen gebliebenen der besseren Uebersicht halber fortgelassen sind.

b) Bauliche Ausführung der Regen- und Brauchwasserkanalisation. Die Hauptsammler sind sämtlich offene Kanäle, zum Teil ohne Befestigung, teils ganz mit Betonplatten ausgekleidet, teils mit senkrechten Ufermauern eingefaßt, die meist aus der älteren Zeit stammen. Sie haben entsprechend den heftigen tropischen Regen, ihren bisweilen recht großen Niederschlagsgebieten und dem geringen Gefälle zum Teil recht weite Profile, z. B. der Krokot an seinem unteren Ende den in obenstehender Skizze (Abb. 24) dargestellten Querschnitt. Es muß bemängelt werden, daß man für die Hauptsammler nicht ein zusammengesetztes Profil gewählt hat, also mit besonderer schmaler Bodenrinne für Brauch- und Spülwasser, ein Umstand, der sich inzwischen, wie nicht anders zu erwarten war, durch starke Verschlickung gerächt hat. In letzter Zeit mußten darum große Kosten aufgewandt werden, um die Schlammassen durch Baggerung zu entfernen.

Die kleineren Seitengossen und Kanäle, die wegen Fehlens der Unterkellerung sehr hoch gelegt werden konnten und es auch wegen der hohen Lage der Vorfluter mußten, sind nach Möglichkeit als offene Betonrinnen ausgeführt. Nur da, wo der Verkehr die ganze Breite der Straße beansprucht, sind geschlossene kreisförmige Kanäle (Betonrohre), für größere Wassermengen gemauerte Profile angewandt. Letztere sind mit senkrechten Seitenwänden und Abdeckung durch Eisenbetonplatten ausgeführt, da diese Konstruktion bei der hohen Lage dicht unter Straßenoberkante die größten Querschnitte ergibt. Die offenen, meist trapezförmigen Betonrinnen sowie fast alle unterirdischen Kanäle sind mit Drainagelöchern bzw. -fugen versehen, um den fast überall sehr hohen Grundwasserstand abzusenken, eine für die Gesundheit ebenfalls sehr wichtige Maßnahme.

Nicht nachahmenswert ist die Art der Anbringung der Straßeneinläufe der geschlossenen Kanäle in den Zonen der offenen Bebauung. Da die Straßen mit wenigen Ausnahmen keine Trottoirs haben und die Grundstücke vielfach tiefer liegen als der Straßendamm, läuft das Regenwasser in manchen Fällen an den glatt in die Straßenfläche eingelassenen Einlaufgittern vorbei auf die Grundstücke. Schlammfänger oder -eimer, Geruchverschluß und ähnliches sind nicht vorhanden. Dagegen ist eine Einrichtung bemerkenswert: der Verschluß der Einläufe durch selbsttätige Klappen, um zu verhindern, daß die in den Kanälen sich entwickelnden Moskitos herausfliegen können.

c) Spüleinrichtungen. Infolge der ganz flachen Lage des Stadtgebietes konnten die Gefälle der Sammler und der Seitenkanäle nur gering sein. Wollte man daher allzu großes Schlammabsetzen und Stagnieren der Brauchwässer in der trockenen Zeit vermeiden, so mußte für eine möglichst häufige und kräftige Spülung gesorgt werden. In der Tat ist das auch für sämtliche Hauptsammler und einen großen Teil der Seitenkanäle geschehen. Oben ist schon dargelegt, in welcher Weise am Südrande der Stadt die von Süden kommenden Flüsse und Bäche durch Aufstau dafür nutzbar gemacht worden sind. Die dort überall vorhandenen Einlaßwehre sorgen dafür, daß man jederzeit die Spülung in der Hand hat. Das Spülwasser wird teils direkt in die Hauptsammler geleitet,

teils in besonderen hochliegenden Zufuhrleitungen zunächst zur Spülung der Straßenkanäle herangeführt, z. B. durch die „Westerhoofdaanvoerleiding“ (Westerhauptzufuhrleitung), welche, auf einem leichten Geländerücken liegend, die Kanäle rechts und links mit Spülwasser versieht (Abb. 23). Als solcher Spülwasserzufuhrkanal wurde auch das alte „Molenvliet“ (Mühlenfließ) ausgenutzt, welches schon in alter Zeit als schiffbarer Oberwasserkanal für einige dicht südlich der Altstadt erbaute Mühlen angelegt worden war. Der Wasserspiegel im Molenvliet konnte durch entsprechende Maßnahmen um etwa 1 m bis auf + 3,10 (bezogen auf Batavia-Pegel) aufgestaut werden, so daß es leicht war, von hier aus die Kanäle und Gossen in den rechts und links liegenden Stadtteilen zu spülen, welche bis zu 1 m und mehr tiefer liegen als der Spiegel des Molenvliets (Abb. 9 u. 23).

d) Behandlung der Fäkalstoffe. Bezüglich der Fäkalien wurde, wie bereits erwähnt, die Behandlung auf den Grundstücken beibehalten, also dem einzelnen die Sorge dafür überlassen. Bei der weiträumigen gartenstadtartigen Bauweise von Weltevreden war das dort auch meist gut möglich. Es wurden lediglich die Methoden verbessert und genauere Vorschriften darüber erlassen. Vor allem wurde die Bevölkerung zur Anlage von „Septic-Tanks“ (Faulkeller mit anschließenden unterirdischen Kiesfilterbetten) veranlaßt. Diese Septic-Tanks, welche in Niederländisch-Indien zu hoher Vollkommenheit entwickelt worden sind, verarbeiten bei der sehr gleichmäßigen Bodentemperatur der Tropen reine Fäkalabwässer ausgezeichnet.

Die geschilderte Lösung der Fäkalfrage in Weltevreden — in den Kampongs und in der Altstadt herrschen, wie erwähnt, noch die alten Zustände — wird von maßgebenden Seiten nur als vorläufig betrachtet. Es wird jedoch noch viel Wasser den Tjiliwong herabfließen, bis eine bessere dauernde Einrichtung, d. h. eine getrennte Schmutzwasserkanalisation, entsteht, die dann auch die in der Hinsicht gänzlich verwahrlosten Kampongs und die Niederstadt umfassen müßte.

3. Malariabekämpfung. Eine der gefährlichsten Krankheiten, unter der Batavia von jeher zu leiden gehabt hat, ist die Malaria. Leider muß gesagt werden, daß hiergegen auch in dem letzten Jahrzehnt ziemlich wenig geschehen ist, woran hauptsächlich die 1921 so plötzlich eingetretene Wirtschaftskrise und die damit verbundenen Finanzschwierigkeiten der Regierung die Schuld tragen. Denn gerade zur erfolgreichen Malariabekämpfung sind besonders hohe Mittel erforderlich. Ins Auge gefaßt waren:

1. Zuschüttung aller alten Wasserläufe, Tümpel und anderer stehender Gewässer im Stadtgebiet und der näheren Umgebung;

2. Entwässerung bzw. Drainierung einiger im Stadtgebiet selbst liegender Sümpfe und abflußlosen Gebiete auf natürlichem Wege;

3. Künstliche Entwässerung des sog. Nordwestlichen Stadtgebietes, eigentlich eines Außenbezirkes (zwischen unterem Krokotfluß und Bandjirkanal), in dem sich umfangreiche tiefliegende Sümpfe befinden;

4. Trockenlegung der gefährlichen Fischweiher längs der Küste (Abb. 8). Hierzu sei bemerkt, daß hauptsächlich nur die Brackwasser enthaltende Fischweiherzone Malariagefahr auf liefert, da sich auf Westjava die Anopheles fast nur im Brackwasser entwickelt. Man sollte also meinen, daß man nur diese Zone behandeln müßte. Es ist jedoch anderwärts die Erfahrung gemacht worden, daß die Anopheles in der Lage ist, bei Entziehung des von ihr bevorzugten Brackwassers sich auch in Süßwasserbezirken zu akklimatisieren. Es mußten daher die unter Nr. 1—3 genannten Arbeiten vorangehen, von denen die unter Nr. 1 und 2 angeführten zum guten Teil erledigt sind.

Die Trockenlegung des sog. Nordwestlichen Stadtteiles sollte bei Unterteilung in drei Bezirke nach dem Poldersystem erfolgen, d. h. sie sollten eingedeicht, mit Drainagegräben versehen und durch Pumpwerke künstlich trocken gehalten werden. Von diesen drei Bezirken ist bis jetzt nur einer (der kleinste) fertig, während der Ausbau der anderen beiden wegen der schlechten Finanzlage der Regierung zurückgestellt ist. Dies gilt in erhöhtem Maße von der Fischweiherzone, welche wegen der hohen Enteignungskosten der sehr einträglichen Fischweiher besonders große Mittel erfordert. Die Trockenlegung dieser Zone ist zunächst gleichfalls nach dem Poldersystem, in dem die Holländer bekanntlich Meister sind, unter Einteilung in sieben Pumpwerkbezirke beabsichtigt. Später sollen diese Gebiete nach Maßgabe verfügbaren Baggergutes durch Aufspülung allmählich aufgehöht werden.

Wenn auch die Arbeiten zur Entwässerung Batavias, mit Ausnahme der Hochwasserbekämpfung, noch weit davon entfernt sind, vollständig und vollkommen zu sein, so ist doch im ganzen auf diesem Gebiet im letzten Jahrzehnt wertvolle Arbeit geleistet worden, und Batavia ist, wenigstens was den oberen und mittleren Teil der Stadt angeht, heute als eine verhältnismäßig gesunde Tropenstadt zu bezeichnen. Jedenfalls bestätigen die bisher dort geleisteten Arbeiten wiederum, daß unsere nordwestlichen Nachbarn tüchtige Wasserbauer sind.

Ueber die Knickung gerader Stäbe durch ihr Eigengewicht.

Vom Dr.-Ing. **Karas** in Brünn.

Die Stabilität einer durch ihr Eigengewicht deformierten Säule, also eines vertikalen, unten eingespannten Stabes hat A. G. Greenhill[1]) untersucht[2]). Er hat dabei auch linear und parabolisch veränderlichen Querschnitt vorausgesetzt[3]) und seine Ergebnisse zur Berechnung der Grenzhöhen der Pflanzen benutzt[4]).

In der folgenden Arbeit soll nun die Stabilität vertikaler Stäbe von konstantem Querschnitt infolge ihres Eigengewichtes untersucht werden unter der Voraussetzung verschiedener Auflagerbedingungen für das obere und untere Ende. Auch praktisch kann diese Frage von Bedeutung werden, z. B. wenn es sich darum handelt, die Höhe einer vertikalen Gerüststange oder Leiter festzulegen, die dieselbe höchstens haben darf, ohne durch ihr Eigengewicht gefährdet zu sein, wenn z. B. ihr oberes und unteres Ende einfach festgehalten werden. Im folgenden sind nun 6 Fälle unterschieden, die freilich nicht alle in gleichem Maße Anspruch auf unmittelbare Anwendbarkeit auf praktische Verhältnisse erheben können; unter ihnen ist auch der von A. G. Greenhill unter der Voraussetzung konstanten Querschnittes behandelte als Fall I enthalten.

Das Problem führt bezüglich der Auslenkung auf eine Differentialgleichung vierter Ordnung, deren Lösung durch Reihen gegeben wird. Da diese Reihen in der Nähe der zu erwartenden Wurzelwerte aber der größeren Genauigkeit halber dichter berechnet werden mußten, so war es nötig, die ungefähre Lage dieser Wurzelwerte durch Anwendung von Näherungsverfahren festzulegen, um eine unnötige Vermehrung der ohnehin schon recht ausgedehnten Zahlenrechnungen zu vermeiden. Verwendet wurden hierzu das Verfahren von W. Ritz, wie es bereits S. Timoschenko[5]) bei Berechnung von Knick- und Kipplasten mit Erfolg tat, jedoch mit dem Unterschiede, daß hier Potenzansätze in die Rechnung eingeführt wurden, deren schöne Konvergenz die Beispiele zeigen dürften; ferner das Verfahren von H. Hencky[6]), das hier erstmals auf Eigengewichtsbelastung angewandt worden sein dürfte. Auch dieses Verfahren liefert allenthalben recht brauchbare Näherungswerte. Im allgemeinen kann man sagen, daß die durch beide Verfahren erzielten Näherungswerte um so mehr vom Wurzelwert abweichen, je mehr Einspannungen der Stab aufweist, im Fall V z. B., wo beide Stabenden eingespannt sind, ist die Abweichung bedeutender als in den übrigen Fällen.

Im ersten Abschnitt werden nun für die erwähnten 6 Fälle mittels der beiden angeführten Verfahren Näherungswerte bestimmt und wird dies insbesondere bei Fall I breiter ausgeführt; im zweiten Abschnitt werden dann mittels Integration durch Reihen die exakten Wurzelwerte ermittelt.

1. Die Ermittelung der Näherungswerte.

Fall I, hierzu Abb. 1. Es handelt sich hier um eine Säule, also einen freistehenden vertikalen Stab, dessen unteres Ende fest eingespannt ist, während dessen oberes Ende vollkommen frei beweglich ist. Der Stab wird sich unter seinem Eigengewicht deformieren und die aus Abb. 1 ersichtliche Gestalt annehmen. Dabei wird nun (bis auf die Größen zweiter Ordnung) die Arbeit des Stabgewichtes als äußere Kraft gleich sein der im Stabe entstehenden Formänderungsarbeit. Wird nach Abb. 1 die Auslenkung v als Funktion von x, dem Abstande des Elementes dx vom unteren Ende angenommen, so

---

[1]) Cambridge, Phil. Soc. Proc., vol. 4 (1881) S. 65.

[2]) Vgl. auch A. E. H. Love, Lehrbuch der Elastizität, deutsch von A. Timpe, 1907, S. 487.

[3]) Vgl. R. Mayer, Die Knickfestigkeit, Springer, Berlin, 1921, S. 33.

[4]) Vgl. die kritische Erörterung der Theorie Greenhills in der Arbeit von C. Chree, Cambridge, Phil. Soc. Proc., vol. 7, (1892).

[5]) Sur la stabilité des systèmes élastiques. Annales des ponts et chaussées, Fasc. 3—5, 1913. Insbesondere Fasc. 3, pag. 513.

[6]) Ueber die angenäherte Lösung von Stabilitätsproblemen im Raum mittels der elastischen Gelenkkette. Der Eisenbau. 11. Jahrg., 1920, Heft 24, S. 437ff.

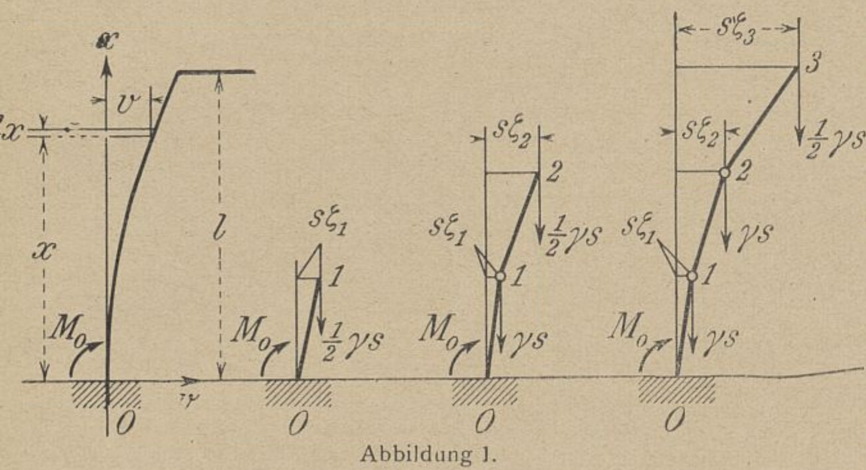


Abbildung 1.

ist die in diesem Elemente nach der Verzerrung entstandene Formänderungsarbeit $\frac{1}{2} A v''^2 dx$, worin $A = E \cdot J^{\text{kg cm}^2}$ die Biegungssteifigkeit des Stabes in der Ebene der Verzerrung bedeutet. Die ganze im Stabe aufgespeicherte Formänderungsarbeit wird also: $\frac{1}{2} A \int_0^l v''^2 dx$. Ein Element vom Gewichte γdx, wobei γ das Gewicht des Stabes pro Längeneinheit bedeutet (kg/cm), leistet die Arbeit $\frac{1}{2}\gamma dx \int_0^x v'^2 dx$, da der Weg, um den sich das Teilchen senkt, gleich ist $\frac{1}{2}\int_0^x v'^2 dx$, wie man erkennt, wenn man $ds = dx\left(1+\frac{1}{2}v'^2\right)$ setzt und die Bogenlänge der verzerrten Stabmittellinie gleich setzt der Länge des unverzerrten Stabes[7]). Die Gewichtsarbeit aller Teilchen ist dann gleich $\int_0^l \frac{1}{2}\gamma dx \int_0^x v'^2 dx = \frac{1}{2}\gamma \int_0^l (l-x) v'^2 dx$, wie man durch Anwendung der partiellen Integration leicht einsieht. Setzt man diese beiden Arbeiten einander gleich, so ergibt sich die Gleichung:

$$A \int_0^l v''^2 dx = \gamma \int_0^l (l-x) v'^2 dx \qquad 1)$$

Bekanntlich besteht nun das ersterwähnte Verfahren darin, daß man für v Ausdrücke in Gleichung 1 einführt, die den Grenzbedingungen des vorliegenden Falles genügen und daraus die Knickbedingung ermittelt. Will man eine bessere Annäherung erzielen, so kann man im gewählten Ausdruck für v auch noch einen oder mehrere Freiwerte einführen, die man dann so wählt, daß die Knicklast einen möglichst kleinen Wert annimmt, womit man sich der Wirklichkeit mit der größtmöglichen Schärfe nähert, die mit dem gewählten Ansatze überhaupt erreichbar ist. Für Fall I lauten diese Grenzbedingungen: $v_0 = v'_0 = v''_l = v'''_0 = v'''_l = 0$, wobei die Zeiger 0 und l auf das untere bzw. obere Stabende hinweisen sollen. $v_0 = 0$ ist bloß eine Folge der Wahl des Koordinatenursprungs des Systems xv im unteren Stabende; $v'_0 = 0$ ist die Bedingung der vertikalen Einspannung, $v''_l = 0$ sagt aus, daß am oberen Stabende keine Biegungsmomente, $v'''_0 = v'''_l = 0$ endlich, daß an beiden Stabenden keine Querkräfte auftreten dürfen. Allen diesen Grenzbedingungen genügt der Ansatz:

$$v = c(10 l^3 x^2 - 5 l x^4 + 2 x^5)$$
$$v' = c(20 l^3 x - 20 l x^3 + 10 x^4)$$
$$v'' = c(20 l^3 - 60 l x^2 + 40 x^3)$$
$$v''' = c(-120 l x + 120 x^2)$$

Hierin bedeutet c eine willkürliche Konstante, die bei den weiteren Rechnungen ohnedies herausfällt. Es ist dies eine Folge der bloß näherungsweisen Gültigkeit von Gleichung 1).

Mit diesem Ansatz liefert nun Gleichung 1):

$$\frac{\gamma l^3}{A} = \frac{936}{119} = 7{\cdot}866,$$

was gegen den genaueren Wert 7·826[8]) eine Abweichung von 0·51 v H, bezogen auf den letzteren, ergibt. Will man sich mit diesem Grade der Annäherung noch nicht begnügen, so kann man für v den Ansatz machen:

$$v = c[5 l^3 x^2 - \frac{5}{2} l x^4 + x^5 + \lambda(15 l^4 x^2 - 5 l^2 x^4 + x^6)]\ ^{9}),$$

welcher ebenfalls alle Grenzbedingungen erfüllt und worin λ einen vorläufig noch unbestimmten Freiwert bedeutet. Gleichung 1 ergibt dann nach längerer Rechnung:

$$\frac{\gamma l^3}{A} = \frac{37{\cdot}143 + \lambda l \cdot 232{\cdot}857 + (\lambda l)^2 \cdot 365{\cdot}714}{4{\cdot}722 + \lambda l \cdot 29{\cdot}530 + (\lambda l)^2 \cdot 46{\cdot}177},$$

welcher Bruch für $\lambda l = -0{\cdot}18681$ den kleinsten Wert annimmt und $\frac{\gamma l^3}{A} = 7{\cdot}8375$ ergibt, was gegen 7·826 nur einen Fehler von 0·10 vH ausmacht. Diese zweite Annäherung würde sich in diesem Falle nicht als nötig erweisen, hingegen wird ihre Anwendung auf Fall V eine bedeutendere Annäherung an den wirklichen Wurzelwert ergeben, welche dort freilich wie hier mit einem bedeutend größeren Rechnungsaufwand erkauft werden muß.

Wendet man das Verfahren von Hencky an, so nähert man sich dem wirklichen Wurzelwert natürlich um so mehr, je mehr Glieder man jener elastischen Gelenkkette gibt, die den Stab ersetzen soll. Freilich wächst dabei die Rechenarbeit mit der Anzahl der Glieder sehr rasch und wurden daher in allen Fällen nicht mehr Glieder gewählt, als bei der Auswertung einer Determinante 3. Ordnung entspricht, in den Fällen I und VI also 3, in den übrigen 4 Stäbe.

Besteht die Ersatzkette nur aus einem einzigen Stab von der Länge s und dem Gesamtgewicht γs, so hat man dieses so zu verteilen, daß an jedem Ende das Gewicht $\frac{1}{2}\gamma s$ wirksam ist. Daher ist das Biegungsmoment an der Einspannstelle $M_0 = \frac{1}{2}\gamma s \cdot s\xi_1 = \frac{1}{2}\gamma s^2 \cdot \xi_1$. Der Einspannwinkel $\varDelta\varphi_0$ berechnet sich aus der allgemeinen Gleichung (in Hencky's Arbeit als Gleichung 1 bezeichnet) $\varDelta\varphi = \frac{M}{EJ}\cdot s$, wobei bei Einspannung noch der Faktor $\frac{1}{2}$ hinzuzutreten hat[10]). Also ist: $\varDelta\varphi_0 = \frac{1}{2}\frac{M_0}{EJ}\cdot s = \frac{s\xi_1}{s} = \xi_1$ (Abb. 1). Setzt man hierin den Wert für M_0 ein, so findet man:

$$\frac{1}{4}\cdot\frac{\gamma s^3}{EJ}\xi_1 = \xi_1; \quad u = \frac{\gamma s^3}{EJ} = \frac{\gamma s^3}{A} = 4;$$

da jetzt $s = l$ ist, so ergibt sich $\frac{\gamma l^3}{A} = 4$, was natürlich eine noch recht schlechte Annäherung bedeutet.

Bei zwei Kettengliedern fällt natürlich auf das Gelenk 1 die Last γs, da jeder angrenzende Stab bei obiger Lastverteilung den Beitrag $\frac{1}{2}\gamma s$ liefert. Aus Abb. 1 entnimmt man dann leicht die Gleichungen:

$$M_0 = \gamma s^2\left(\xi_1 + \frac{1}{2}\xi_2\right) \quad \varDelta\varphi_0 = \frac{1}{2}\frac{M_0 s}{A} = \xi_1$$
$$M_1 = \gamma s^2 \cdot \frac{1}{2}(\xi_2 - \xi_1) \quad \varDelta\varphi_1 = \frac{M_1 s}{A} = \xi_2 - 2\xi_1$$

Hierin deuten die Zeiger 0 bzw. 1 an, daß es sich hierbei um das Biegungsmoment bzw. den Biegungswinkel im Gelenk 0 bzw. 1 handelt. Setzt man die Werte von M_0 bzw. M_1 in die beiden Gleichungen für $\varDelta\varphi_0$ ein, so erhält man mit $u = \frac{\gamma s^3}{A}$ das Gleichungssystem:

$$\xi_1\left(\frac{u}{2} - 1\right) + \xi_2\frac{u}{4} = 0$$
$$\xi_1\left(-\frac{u}{2} + 2\right) + \xi_2\left(\frac{u}{2} - 1\right) = 0,$$

[7]) Man vergleiche hierzu etwa A. und L. Föppl, Drang und Zwang, 2. Band, S. 327.

[8]) R. Mayer, Die Knickfestigkeit, Seite 32. Dieser Wert ergab sich im zweiten Abschnitt etwas größer; die prozentuellen Fehler sind dann noch geringer.

[9]) Diese Ansätze werden so gewonnen, daß man für v zunächst einen Potenzansatz: $v = a_0 + a_1 x + \cdots + a_n x^n$ wählt und die Werte a entsprechend den Grenzbedingungen bestimmt. Sind z. B. n Grenzbedingungen und $n+2$ unbestimmte Werte a vorhanden, so erhält man einen Freiwert λ usw. außer der unbestimmten Konstante c.

[10]) Vgl. H. Hencky, a. a. O. dessen Bemerkung Seite 439 links Mitte.

dessen Determinante verschwinden muß, falls sich von 0 verschiedene Werte für ξ_1 und ξ_2 ergeben sollen. Dies ergibt die quadratische Gleichung: $u^2 - 4u + \frac{8}{3} = 0$, woraus

$$u = \frac{2(\sqrt{3}-1)}{\sqrt{3}} = 0{\cdot}845$$

folgt, wenn man das negative Wurzelvorzeichen wählt, was berechtigt ist, da man dadurch zur kleinsten positiven Wurzel geführt wird. Aus $u = \frac{\gamma s^3}{A} = 0{\cdot}845$ ergibt sich schließlich, da jetzt $s = \frac{1}{2} l$ ist: $\frac{\gamma l^3}{A} = 8 \cdot 0{\cdot}845 = 6{\cdot}75$, was schon einen viel besseren Näherungswert darstellt.

Bei drei Ersatzstäben entnimmt man der Abb. 1 folgende Gleichungen:

$$M_0 = \gamma s^2 \left(\xi_1 + \xi_2 + \frac{1}{2}\xi_3\right) \qquad \Delta\varphi_0 = \frac{1}{2}\frac{M_0 s}{A} = \xi_1$$

$$M_1 = \gamma s^2 \left[(\xi_2 - \xi_1) + \frac{1}{2}(\xi_3 - \xi_1)\right] \qquad \Delta\varphi_1 = \frac{M_1 s}{A} = \xi_2 - 2\xi_1$$

$$M_2 = \gamma s^2 \cdot \frac{1}{2}(\xi_3 - \xi_2)$$

$$\Delta\varphi_2 = \frac{M_2 s}{A} = \xi_3 - 2(\xi_2 - \xi_1) - \xi_1 = \xi_1 - 2\xi_2 + \xi_3$$

Setzt man hier wieder die Werte M_0 bis M_2 in die Gleichungen $\Delta\varphi_0$ bis $\Delta\varphi_2$ ein, so erhält man wie früher das Gleichungssystem:

$$\xi_1\left(\frac{u}{2} - 1\right) + \xi_2 \frac{u}{2} + \xi_3 \frac{u}{4} = 0$$

$$\xi_1\left(-\frac{3}{2}u + 2\right) + \xi_2(u-1) + \xi_3 \frac{u}{2} = 0$$

$$\xi_1 \cdot -1 + \xi_2\left(-\frac{u}{2} + 2\right) + \xi_3\left(\frac{u}{2} - 1\right) = 0$$

Die Determinante:

$$\begin{vmatrix} \frac{u}{2} - 1 & \frac{u}{2} & \frac{u}{4} \\ -\frac{3}{2}u + 2 & u - 1 & \frac{u}{2} \\ -1 & -\frac{u}{2} + 2 & \frac{u}{2} - 1 \end{vmatrix} = 0$$

liefert für u die kubische Gleichung: $15u^3 - 68u^2 + 76u - 16 = 0$, deren kleinste positive Wurzel $u = \frac{\gamma s^3}{A} = 0{\cdot}2733$ ist. Da hier $s = \frac{1}{3} l$ ist, so findet man schließlich: $\frac{\gamma l^3}{A} = 27 \cdot 0{\cdot}2733 = 7{\cdot}38$, der Fehler gegen 7·826 beträgt jetzt nur mehr 5·75 vH [11]).

Fall II, hierzu Abb. 2. Hier handelt es sich um einen Stab, dessen oberes und unteres Ende zwar festgehalten, sonst aber vollkommen frei beweglich ist. Man kennt nicht die Winkel der Tangenten der elastischen Linie nach der Verzerrung gegen die x-Achse, ebenso nicht die Größe der an beiden Enden nicht verschwindenden Querkräfte; hingegen weiß man, daß an beiden Stabenden die Biegungsmomente verschwinden müssen.

[11]) Würde man sich mit dieser Annäherung noch nicht zufrieden geben und noch mehr Stäbe wählen, so ersieht man schon aus Abb. 1, wie die Ausdrücke für $\Delta\varphi$ gebaut sein werden. Es würde sich ergeben:

$$\begin{aligned} \Delta\varphi_0 &= \xi_1 \\ \Delta\varphi_1 &= -2\xi_1 + \xi_2 \\ \Delta\varphi_2 &= \xi_1 - 2\xi_2 + \xi_3 \\ \Delta\varphi_3 &= \xi_2 - 2\xi_3 + \xi_4 \end{aligned}$$

Allgemein ist, wenn z. B. n-Ersatzstäbe gewählt wurden, stets die Relation erfüllt:

$$n\Delta\varphi_0 + (n-1)\Delta\varphi_1 + (n-2)\Delta\varphi_2 + \cdots + 2\Delta\varphi_{n-2} + \Delta\varphi_{n-1} = \xi_n$$

Im Fall I ist z. B.: $3\xi_1 + 2(\xi_2 - 2\xi_1) + (\xi_1 - 2\xi_2 + \xi_3) = \xi_3$.

Die Winkel $\Delta\varphi$ werden positiv gerechnet, wenn (Abb. 1) der vorhergehende (untere) Stab im Uhrzeigersinn gedreht werden muß, um in die Lage des nachfolgenden (oberen) Stabes zu gelangen; obige Ausdrücke behalten also in jedem Falle ihre Gültigkeit. Dasselbe gilt von den Momenten, die dann positiv sind, wenn sie im Uhrzeigersinn um das Gelenk i drehen; eine Last γs im Gelenk k hat also gegen das tiefere Gelenk i $(k > i)$ stets das Moment $\gamma s^2(\xi_k - \xi_i)$, und dieser Ausdruck ist nach obigen Festsetzungen unabhängig davon, ob $\xi_k \gtrless \xi_i$ ist.

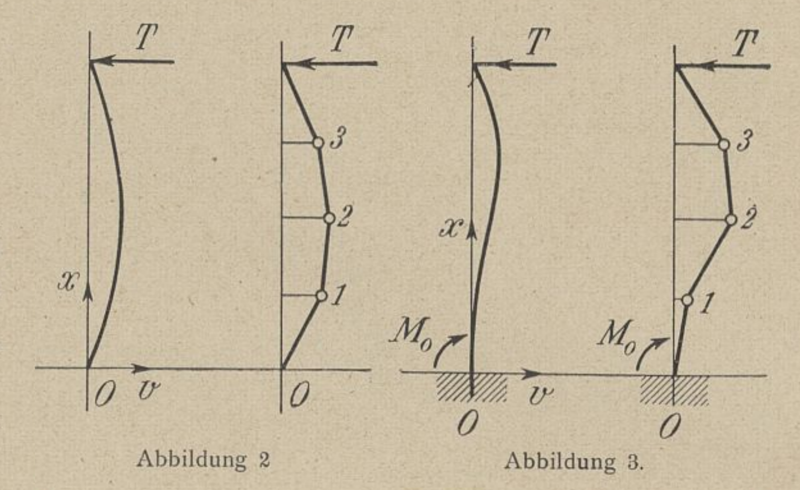


Abbildung 2 Abbildung 3.

Dies liefert die Grenzbedingungen: $v_0 = v_l = v_0'' = v_l'' = 0$, welchen der Ansatz: $v = c(l^3 x - 2lx^3 + x^4)$ entspricht. Gleichung 1) liefert, wenn man v' bzw. v'' einsetzt, damit den Wert:

$$\frac{\gamma l^3}{A} = \frac{336}{17} = 19{\cdot}75.$$

Eine Verbesserung dieses Näherungswertes erhält man wieder durch den Ansatz:

$$v = c\left[l^3 x - 2lx^3 + x^4 + \lambda\left(\frac{7}{3}l^4 x - \frac{10}{3}l^2 x^3 + x^5\right)\right],$$

der mit der Gleichung 1) ergibt:

$$\frac{\gamma l^3}{A} = \frac{4{\cdot}8 + \lambda l \cdot 24 + (\lambda l)^2 \cdot 30{\cdot}47600}{0{\cdot}242857 + \lambda l \cdot 1{\cdot}179362 + (\lambda l)^2 \cdot 1{\cdot}436510},$$

welcher Bruch für $\lambda l = -0{\cdot}275788$ den kleinsten Wert annimmt und $\frac{\gamma l^3}{A} = \frac{0{\cdot}499062}{0{\cdot}026863} = 18{\cdot}5780$ liefert. Daß dieser Wert schon eine sehr gute Annäherung darstellt, kann man aus dem genauen Wurzelwert im zweiten Abschnitt ersehen. In den weniger wichtigen Fällen III, IV und VI wurde von einer Verbesserung des erstgewonnenen Näherungswertes in dieser Art der langwierigen Rechnungen halber Abstand genommen, in Fall V hingegen aus den bereits oben erwähnten Gründen durchgeführt.

Das Verfahren von Hencky liefert mit einer 4-gliedrigen Ersatzkette, wenn T die unbekannte Transversalkraft am oberen Stabende (Abb. 2) bedeutet und wenn man berücksichtigt, daß $\xi_4 = 0$ ist, folgende Gleichungen:

$$M_0 = 0 = \gamma s^2(\xi_1 + \xi_2 + \xi_3) - T \cdot 4s \qquad \Delta\varphi_0 = \xi_1$$

$$M_1 = \gamma s^2\left[(\xi_2 - \xi_1) + (\xi_3 - \xi_1) - \frac{1}{2}\xi_1\right] - T \cdot 3s \qquad \Delta\varphi_1 = \frac{M_1 s}{A} = \xi_2 - 2\xi_1$$

$$M_2 = \gamma s^2\left[(\xi_3 - \xi_2) - \frac{1}{2}\xi_2\right] - T \cdot 2s \qquad \Delta\varphi_2 = \frac{M_2 s}{A} = \xi_1 - 2\xi_2 + \xi_3$$

$$M_3 = \gamma s^2 \cdot -\frac{1}{2}\xi_3 - T \cdot s \qquad \Delta\varphi_3 = \frac{M_3 s}{A} = \xi_2 - 2\xi_3$$

Hier ist wieder die Relation erfüllt: $4\Delta\varphi_0 + 3\Delta\varphi_1 + 2\Delta\varphi_2 + \Delta\varphi_3 = 0$. Die Gleichung $M_0 = 0$ liefert für T folgenden Ausdruck: $Ts = \frac{1}{4}\gamma s^2(\xi_1 + \xi_2 + \xi_3)$. Setzt man diesen in die Gleichungen für $M_1 M_2 M_3$ und letztere wieder in die für $\Delta\varphi_1 \Delta\varphi_2 \Delta\varphi_3$ ein, so erhält man schließlich wie früher folgendes Gleichungssystem:

$$\xi_1\left(\frac{13}{4}u - 2\right) + \xi_2\left(-\frac{u}{4} + 1\right) + \xi_3 \cdot -\frac{u}{4} = 0$$

$$\xi_1\left(\frac{u}{2} + 1\right) + \xi_2(2u - 2) + \xi_3\left(-\frac{u}{2} + 1\right) = 0$$

$$\xi_1 \cdot \frac{u}{4} + \xi_2\left(\frac{u}{4} + 1\right) + \xi_3\left(\frac{3}{4}u - 2\right) = 0$$

Das Verschwinden der Determinante dieses Systems liefert die Gleichung: $22u^3 - 85u^2 + 80u - 16 = 0$, deren kleinste positive Wurzel $u = 0{\cdot}2741$ ist. Da $s = \frac{1}{4} l$, so folgt:

$$\frac{\gamma l^3}{A} = 64 \cdot 0{\cdot}2741 = 17{\cdot}536.$$

Eine Kette, bestehend aus 2 Stäben lieferte, statt dessen den Wert 16, eine solche aus 3 Stäben den Wert 16·9. Die anderen stets positiven Wurzeln nähern sich (entsprechend ungenauer) höheren Knicklasten des Stabes und haben also geringeres Interesse. Durch erste Anwendung der beiden Verfahren wurde für die genaue Wurzel das Intervall 16 bis 19·75 abgegrenzt, das durch Verschärfung bei beiden Verfahren von beiden Seiten

her schließlich auf das verhältnismäßig kleine Intervall von 17·536 bis 18·578 eingeengt wurde, in dem also der wirkliche Wurzelwert zu vermuten sein wird.

Fall III, hierzu Abb. 3. Der Stab ist an seinem unteren Ende fest eingespannt, an seinem oberen Ende vertikal über dem unteren Stabende ohne jede Einspannung gehalten. Es lauten dann die Grenzbedingungen: $v_0 = v_l = v_0' = v_l'' = 0$, denen offenbar der Ansatz: $v = c(3l^2x^2 - 5lx^3 + 2x^4)$ entspricht. Seine Einführung in Gleichung 1) liefert: $\frac{\gamma l^3}{A} = 56$.

Das Verfahren von Hencky führt bei 4 Stäben zu den Gleichungen:

$$M_0 = \gamma s^2(\xi_1 + \xi_2 + \xi_3) - T \cdot 4s \quad \Delta\varphi_0 = \frac{1}{2}\frac{M_0 s}{A} = \xi_1$$

$$M_1 = \gamma s^2\left[(\xi_2 - \xi_1) + (\xi_3 - \xi_1) - \frac{1}{2}\xi_1\right] - T \cdot 3s$$

$$\Delta\varphi_1 = \frac{M_1 s}{A} = \xi_2 - 2\xi_1$$

$$M_2 = \gamma s^2\left[(\xi_3 - \xi_2) - \frac{1}{2}\xi_2\right] - T \cdot 2s \quad \Delta\varphi_2 = \frac{M_2 s}{A} = \xi_1 - 2\xi_2 + \xi_3$$

$$M_3 = \gamma s^2 \cdot -\frac{1}{2}\xi_3 - T \cdot s \quad \Delta\varphi_3 = \frac{M_3 s}{A} = \xi_2 - 2\xi_3$$

Aus den Gleichungen für M_0 und $\Delta\varphi_0$ findet man:

$$\frac{Ts^2}{A} = \xi_1\frac{u-2}{4} + \xi_2\frac{u}{4} + \xi_3\frac{u}{4}$$

Die übrigen Gleichungen führen wie früher zum homogenen System:

$$\xi_1\left(\frac{13}{4}u - \frac{7}{2}\right) + \xi_2\left(-\frac{u}{4} + 1\right) + \xi_3 \cdot -\frac{u}{4} = 0$$

$$\xi_1 \cdot \frac{u}{2} + \xi_2(2u - 2) + \xi_3\left(-\frac{u}{2} + 1\right) = 0$$

$$\xi_1\left(\frac{u}{4} - \frac{1}{2}\right) + \xi_2\left(\frac{u}{4} + 1\right) + \xi_3\left(\frac{3}{4}u - 2\right) = 0$$

woraus für u die Gleichung folgt:

$$44u^3 - 193u^2 + 240u - 88 = 0 \text{ mit } u = 0{\cdot}685$$

als kleinster positiver Wurzel,

$\frac{\gamma l^3}{A} = 64 \cdot 0{\cdot}685 = 43{\cdot}84$. Für 2 Ersatzstäbe fand sich hierfür 24, für 3 Stäbe 35·6. Hier macht sich in dem verhältnismäßig großen Abstand der beiden erzielten Näherungswerte bereits die Wirkung der Einspannung fühlbar[12]).

Fall IV, hierzu Abb. 4. Hier ist der Stab am unteren Ende gelenkig gelagert, während sein oberes Ende vertikal über dem unteren festgehalten und eingespannt wird. Die Verhältnisse sind also gegen Fall III gerade umgekehrt. Mit den hier gültigen Grenzbedingungen: $v_0 = v_2 = v_0'' = v_2' = 0$ und dem ihnen entsprechenden Ansatz: $v = c(l^3x - 3lx^3 + 2x^4)$ liefert Gleichung 1):

$$\frac{\gamma l^3}{A} = \frac{168}{5} = 33{\cdot}6.$$

Ferner folgen beim Verfahren von Hencky die Gleichungen (Abb. 4):

$$M_0 = 0 = \gamma s^2(\xi_1 + \xi_2 + \xi_3) - T \cdot 4s + M_4 \qquad \Delta\varphi_0 = \xi_1$$

$$M_1 = \gamma s^2\left[(\xi_2 - \xi_1) + (\xi_3 - \xi_1) - \frac{1}{2}\xi_1\right] - T \cdot 3s + M_4 \quad \Delta\varphi_1 = \frac{M_1 s}{A} = \xi_2 - 2\xi_1$$

$$M_2 = \gamma s^2\left[(\xi_3 - \xi_2) - \frac{1}{2}\xi_2\right] - T \cdot 2s + M_4 \quad \Delta\varphi_2 = \frac{M_2 s}{A} = \xi_1 - 2\xi_2 + \xi_3$$

$$M_3 = \gamma s^2 \cdot -\frac{1}{2}\xi_3 - T \cdot s + M_4 \qquad \Delta\varphi_3 = \frac{M_3 s}{A} = \xi_2 - 2\xi_3$$

$$\Delta\varphi_4 = \frac{1}{2}\frac{M_4 s}{A} = \xi_3$$

Aus den Gleichungen für M_0, $\Delta\varphi_0$ und $\Delta\varphi_4$ folgt:

$$\frac{Ts^2}{A} = \xi_1\frac{u}{4} + \xi_2\frac{u}{4} + \xi_3\frac{u+2}{4}.$$

Schließlich ergeben sich damit die homogenen Gleichungen:

$$\xi_1\left(\frac{13}{4}u - 2\right) + \xi_2\left(-\frac{u}{4} + 1\right) + \xi_3\left(-\frac{u}{4} - \frac{1}{2}\right) = 0$$

$$\xi_1\left(\frac{u}{2} + 1\right) + \xi_2(2u - 2) + \xi_3 \cdot -\frac{u}{2} = 0$$

$$\xi_1 \cdot \frac{u}{4} + \xi_2\left(\frac{u}{4} + 1\right) + \xi_3\left(\frac{3}{4}u - \frac{7}{2}\right) = 0$$

Es folgt: $44u^3 - 241u^2 + 304u - 88 = 0$ mit $u = 0{\cdot}416$ als kleinster positiver Wurzel. $\frac{\gamma l^3}{A} = 64 \cdot 0{\cdot}416 = 26{\cdot}62$. Für 2 Stäbe fand sich statt dessen 24, für 3 Stäbe 24·8. Auch hier ist der Unterschied beider Näherungswerte ziemlich bedeutend.

Fall V, Abb. 5. Beide Stabenden sind vertikal eingespannt und festgehalten. Die Grenzbedingungen lauten jetzt:

$$v_0 = v_l = v_0' = v_l' = 0;$$

ihnen genügt der Ansatz: $v = c(l^2x^2 - 2lx^3 + x^4)$, mit welchem Gleichung 1) liefert: $\frac{\gamma l^3}{A} = 84$. Ferner folgen (Abb. 5) die Gleichungen ($\xi_4 = 0$):

$$M_0 = \gamma s^2(\xi_1 + \xi_2 + \xi_3) - T \cdot 4s + M_4 \qquad \Delta\varphi_0 = \frac{1}{2}\frac{M_0 s}{A} = \xi_1$$

$$M_1 = \gamma s^2\left[(\xi_2 - \xi_1) + (\xi_3 - \xi_1) - \frac{1}{2}\xi_1\right] - T \cdot 3s + M_4 \quad \Delta\varphi_1 = \frac{M_1 s}{A} = \xi_2 - 2\xi_1$$

$$M_2 = \gamma s^2\left[(\xi_3 - \xi_2) - \frac{1}{2}\xi_2\right] - T \cdot 2s + M_4 \quad \Delta\varphi_2 = \frac{M_2 s}{A} = \xi_1 - 2\xi_2 + \xi_3$$

$$M_3 = \gamma s^2 \cdot -\frac{1}{2}\xi_3 - T \cdot s + M_4 \qquad \Delta\varphi_3 = \frac{M_3 s}{A} = \xi_2 - 2\xi_3$$

$$\Delta\varphi_4 = \frac{1}{2}\frac{M_4 s}{A} = \xi_3$$

Aus den Gleichungen für M_0, $\Delta\varphi_0$ und $\Delta\varphi_4$ folgt:

$$\frac{Ts^2}{A} = \xi_1\frac{u-2}{4} + \xi_2\frac{u}{4} + \xi_3\frac{u+2}{4}$$

Schließlich ergeben sich die homogenen Gleichungen.

$$\xi_1\left(\frac{13}{4}u - \frac{7}{2}\right) + \xi_2\left(-\frac{u}{4} + 1\right) + \xi_3\left(-\frac{u}{4} - \frac{1}{2}\right) = 0$$

$$\xi_1\frac{u}{2} + \xi_2(2u - 2) + \xi_3 \cdot -\frac{u}{2} = 0$$

$$\xi_1\left(\frac{u}{4} - \frac{1}{2}\right) + \xi_2\left(\frac{u}{4} + 1\right) + \xi_3\left(\frac{3}{4}u - \frac{7}{2}\right) = 0$$

Es folgt wie früher: $11u^3 - 66u^2 + 104u - 48 = 0$ mit $u = 0{\cdot}872$ als kleinster positiver Wurzel. $\frac{\gamma l^3}{A} = 64 \cdot 0{\cdot}872 = 55{\cdot}81$. Bei 2 Stäben ergab sich 32, bei 3 Stäben 42·5. Hier bei Einspannung an beiden Enden ergibt sich also ein besonders großer Unterschied zwischen den beiden gefundenen Näherungswerten, weshalb mittels des ersten Verfahrens wie früher ein genauerer Näherungswert ermittelt werden soll. Mit dem zunächst unbestimmten Freiwert λ entspricht der Ansatz:

$$v = c[l^2x^2 - 2lx^3 + x^4 + \lambda(2l^3x^2 - 3l^2x^3 + x^5)]$$

offenbar ebenfalls allen oben angegebenen Grenzbedingungen. Nach längeren Rechnungen liefert Gleichung 1):

$$\frac{\gamma l^3}{A} = 4\,\frac{0{\cdot}2 + \lambda l + (\lambda l)^2 \cdot 1{\cdot}285714}{0{\cdot}00952 + \lambda l \cdot 0{\cdot}04603 + (\lambda l)^2 \cdot 0{\cdot}05635},$$

welcher für $\lambda l = -0{\cdot}26257$ den kleinsten Wert $\frac{\gamma l^3}{A} = 79{\cdot}1$ annimmt. Da die Aenderung gegen 84 verhältnismäßig gering ist (gegenüber dem Abstand des Näherungswertes 55·81), wird man den wirklichen Wurzelwert nicht viel kleiner als 79·1 vermuten dürfen.

[12]) H. Hencky gibt als Regel an (a. a. O. Seite 439 rechts, Mitte): Bei Einspannung an den Enden muß die Einteilung des Stabes in doppelt soviel Elemente vorgenommen werden wie bei Spitzenlagerung, wenn man den gleichen Grad der Annäherung erzielen will. Da hier aber die Verzerrung eine unsymmetrische ist, so würde die Befolgung dieser Regel bereits zu einer Determinante siebenten Grades führen!

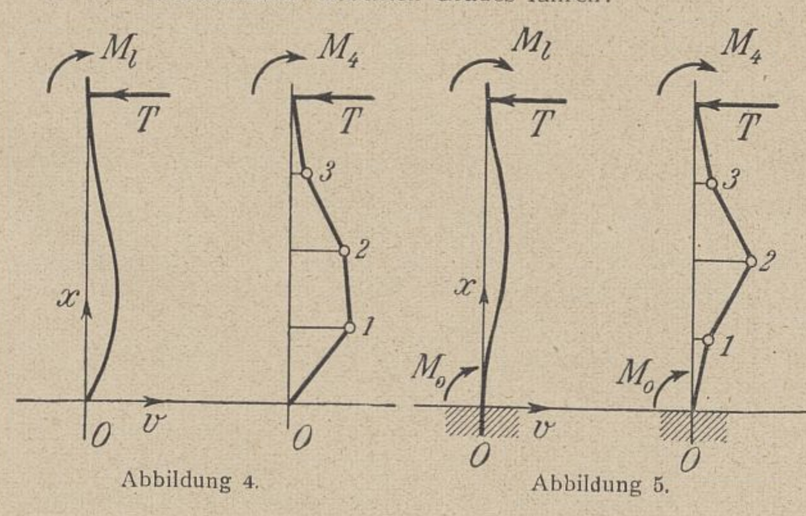


Abbildung 4. Abbildung 5.

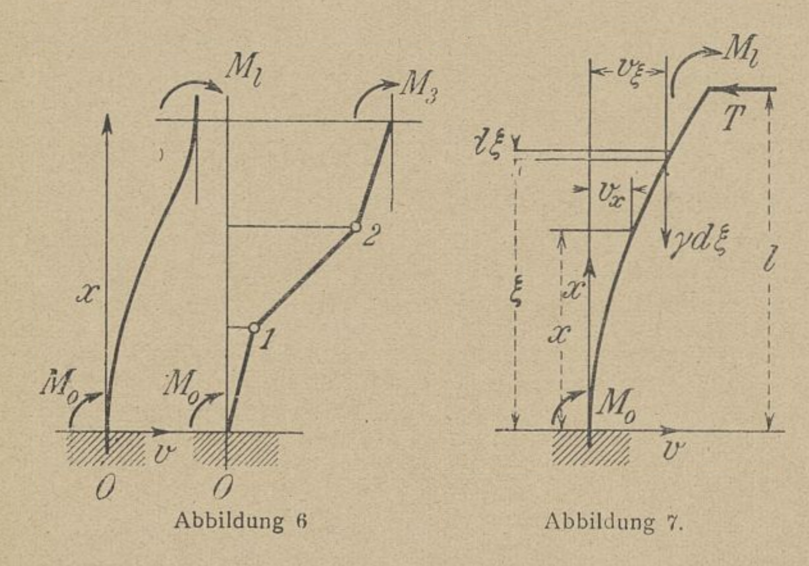


Abbildung 6

Abbildung 7.

Fall VI, Abb. 6. Als letzter Fall, der am wenigsten leicht realisierbar sein dürfte, soll des Interesses halber jener betrachtet werden, bei dem zwar beide Enden eingespannt sind, dessen oberes Ende aber an seiner Beweglichkeit gegen das feste untere Ende nicht gehindert wird. Mit den Grenzbedingungen: $v_0 = v_0' = v_l' = v_0''' = v_l''' = 0$ und dem ihnen entsprechenden Ansatz: $v = c(5l^3x^2 - 5lx^4 + 2x^5)$ liefert Gleichung 1: $\frac{\gamma l^3}{A} = \frac{612}{31} = 19{\cdot}75$. Ferner folgen die Gleichungen:

$$M_0 = \gamma s^2\left(\xi_1 + \xi_2 + \frac{1}{2}\xi_3\right) + M_3 \qquad \varDelta\varphi_0 = \frac{1}{2}\frac{M_0 s}{A} = \xi_1$$

$$M_1 = \gamma s^2\left[(\xi_2 - \xi_1) + \frac{1}{2}(\xi_3 - \xi_1)\right] + M_3 \qquad \varDelta\varphi_1 = \frac{M_1 s}{A} = \xi_2 - 2\xi_1$$

$$M_2 = \gamma s^2 \cdot \frac{1}{2}(\xi_3 - \xi_2) + M_3 \qquad \varDelta\varphi_2 = \frac{M_2 s}{A} = \xi_1 - 2\xi_2 + \xi_3$$

$$\varDelta\varphi_3 = \frac{1}{2}\frac{M_3 s}{A} = \xi_2 - \xi_3$$

Hierbei ist natürlich wieder: $3\Delta\varphi_0 + 2\Delta\varphi_1 + \Delta\varphi_2 = \xi_3$. Es folgen die homogenen Gleichungen:

$$\xi_1(u-2) + \xi_2(u+2) + \xi_3\left(\frac{u}{2} - 2\right) = 0$$

$$\xi_1\left(\frac{3}{2}u - 2\right) + \xi_2(-u-1) + \xi_3\left(-\frac{u}{2} + 2\right) = 0$$

$$\xi_1 \cdot 1 + \xi_2\left(\frac{u}{2} - 4\right) + \xi_3\left(-\frac{u}{2} + 3\right) = 0$$

woraus sich ergibt: $15u^3 - 128u^2 + 228u - 96 = 0$ mit $u = 0.6225$ als kleinster positiver Wurzel. Da hier $s = \frac{1}{3}l$, so folgt: $\frac{\gamma l^3}{A} = 27 \cdot 0{\cdot}6225 = 16{\cdot}81$. Bei einer Ersatzkette, bestehend aus 1 Stab, fand sich hierfür 8, bei einer aus 2 Stäben 13·5. Die besprochenen Fälle erläutern, daß man durch Anwendung dieser beiden Näherungsverfahren den fraglichen Wurzelwert in immer engere Grenzen einschließen kann. Und darin besteht gerade der Hauptvorteil der gleichzeitigen Verwendung beider Verfahren, von denen jedes Näherungswerte liefert, die stets größer oder stets kleiner als der wirkliche Wurzelwert bleiben, während beide zusammen von verschiedenen Seiten her das mögliche Intervall desselben einengen. Man ist also bei den an sich verwickelten Stabilitätsuntersuchungen in der Lage, ein bestimmtes Intervall für die die Instabilität hervorrufenden Lastgrößen anzugeben und dies auch in den Fällen, in welchen die genaue Lösung infolge der großen Rechenarbeit die Kraft des einzelnen weit übersteigen dürfte.

Zu bemerken ist noch, daß in den Abb. 2—6 die einzelnen Knotengewichte und Formänderungsgrößen $s\xi_1 \ldots$ usw. der Uebersichtlichkeit wegen nicht mehr eingetragen wurden, da dies in Abb. 1 genügend erklärt sein dürfte.

2. Strengere Lösung durch Integration mittels Reihen.

Betrachtet man (Abb. 7) einen Stab, der durch sein Eigengewicht deformiert wird und an dessen oberem Ende außerdem noch die unbekannte Querkraft T und das Biegungsmoment M_l angreifen, so findet sich das Biegungsmoment M_x, das an der Stelle x wirkt, zu:

$$M_x = M_l - T(l-x) + \int_x^l (v_\xi - v_x)\gamma d\xi,$$

da ein oberhalb der Stelle x befindliches Teilchen von der Länge $d\xi$ und dem Gewicht $\gamma d\xi$ um den Punkt x mit dem Hebelsarm $v_\xi - v_x$ dreht. Das rechtsstehende Integral zwischen den Grenzen x und l deutet an, daß alle so gebildeten Elementarmomente $(v_\xi - v_x)\gamma d\xi$ der Teilchen ober x summiert werden müssen, wenn man den Gesamtbeitrag des Stabteiles $l-x$ infolge seines Eigengewichtes zum Biegungsmoment an der Stelle x berücksichtigen will. Dabei sind wieder die Momente, welche im Uhrzeigersinn bezüglich x drehen, positiv eingeführt worden. Ferner gilt näherungsweise die Beziehung: $A\frac{d^2v}{dx^2} = M_x$, wobei $A = EJ^{\mathrm{kgcm}^2}$ die Biegungssteifigkeit des Stabes in der Ebene seiner Verzerrung bedeutet. Die Wahl des Vorzeichens von M_x erklärt sich dadurch, daß ein positives Moment offenbar mit wachsendem x die Neigung der Tangente der verzerrten Zentrallinie gegen die Vertikale, also den Wert $\frac{dv}{dx}$ vergrößern muß, weshalb also $\frac{d^2v}{dx^2}$ ebenfalls bei der in Abb. 7 gemachten Annahme des Koordinatensystems positiv ist. Es folgt also die Gleichung:

$$A\frac{d^2v}{dx^2} = M_l - T(l-x) + \int_x^l (v_\xi - v_x)\gamma d\xi$$

Differenziert man, um den unbekannten Wert M_l des Einspannungsmomentes am oberen Stabende zu entfernen, so erhält man: $A\frac{d^3v}{dx^3} = T - (l-x)\gamma\frac{dv}{dx}$, eine Beziehung, die falls $T = 0$ ist, wie in den Fällen I und VI, bereits die zugehörige Differentialgleichung darstellt. Verschwindet T aber nicht, so muß man, um es zu entfernen, nochmals differenzieren, was ergibt:

$$A\frac{d^4v}{dx^4} + \gamma(l-x)\frac{d^2v}{dx^2} - \gamma\frac{dv}{dx} = 0 \ldots\ldots \quad 2)$$

Gleichung 2) ist als die grundlegende Gleichung des allgemeinsten Falles (M_l und T vorhanden) anzusehen. Um sie zu integrieren, sei der Ansatz $v = a_0 + a_1x + a_2x^2 + \cdots + a_nx_n + \cdots$ eingeführt, womit man sofort zur Rekursionsformel geführt wird. $An(n-1)(n-2)(n-3)a_n + \gamma[(n-2)(n-3)l \cdot a_{n-2} - (n-3)^2 a_{n-3}] = 0$. Mit $a_0 a_1 a_2 a_3$ als Integrationskonstanten ergibt sich damit für v die Gleichung:

$$v = a_0 + a_1\Big\{x + \frac{m}{2.3.4}x^4 - \frac{lm^2}{2\ldots6}x^6 + \frac{4m^2}{2\ldots7}x^7 + \frac{l^2m^3}{2\ldots8}x^8 -$$
$$- \frac{10lm^3}{2\ldots9}x^9 + \frac{28m^3 - l^3m^4}{2\ldots10}x^{10} + \frac{18l^2m^4}{2\ldots11}x^{11} - \frac{118lm^4 - l^4m^5}{2\ldots12}x^{12} +$$
$$+ \frac{280m^4 - 28l^3m^5}{2\ldots13}x^{13} + \frac{316l^2m^5 - l^5m^6}{2\ldots14}x^{14} - \frac{1696lm^5 - 40l^4m^6}{2\ldots15}x^{15} + \cdots\Big\}$$
$$+ a_2\Big\{x^2 - \frac{lm}{3.4}x^4 + \frac{2m}{3.4.5}x^5 + \frac{l^2m^2}{3\ldots6}x^6 - \frac{6lm^2}{3\ldots7}x^7 + \frac{10m^2 - l^3m^3}{3\ldots8}x^8 +$$
$$+ \frac{12l^2m^3}{3\ldots9}x^9 - \frac{52lm^3 - l^4m^4}{3\ldots10}x^{10} + \frac{80m^3 - 20l^3m^4}{3\ldots11}x^{11} +$$
$$+ \frac{160l^2m^4 - l^5m^5}{3\ldots12}x^{12} - \frac{600lm^4 - 30l^4m^5}{3\ldots13}x^{13} + \frac{880m^4 - 380l^3m^5 + l^6m^6}{3\ldots14}x^{14} + \Big\}$$
$$+ a_3\Big\{x^3 - \frac{lm}{4.5}x^5 + \frac{3m}{4.5.6}x^6 + \frac{l^2m^2}{4\ldots7}x^7 - \frac{8lm^2}{4\ldots8}x^8 + \frac{18m^2 - l^3m^3}{4\ldots9}x^9 +$$
$$+ \frac{15l^2m^3}{4\ldots10}x^{10} - \frac{82lm^3 - l^4m^4}{4\ldots11}x^{11} + \frac{162m^3 - 24l^3m^4}{4\ldots12}x^{12} + \frac{232l^2m^4 - l^5m^5}{4\ldots13}x^{13} -$$
$$- \frac{1064lm^4 - 35l^4m^5}{4\ldots14}x^{14} + \frac{1944m^4 - 520l^3m^5 + l^6m^6}{4\ldots15}x^{15} + \cdots\Big\}$$

In diesen Reihen, die zunächst ziemlich unregelmäßig fortzuschreiten scheinen, bedeutet $m = \frac{\gamma}{A}[cm^{-3}]$, l hat die in Gleichung 2) ersichtliche Bedeutung. Die Integrationskonstante a_0 kann durch die Wahl des Koordinatenursprungs im unteren Stabende stets zu Null gemacht werden. Bezeichnet man nun die in den geschweiften Klammern dargestellten Reihen abkürzungsweise mit $E\,F\,G$, so erscheint die Lösung von Gleichung 2) schließlich in der Form:

$$v = a_1E + a_2F + a_3G \ldots\ldots \quad 3)$$

Um nun Gleichung 3) für die früher näherungsweise berechneten Fälle I bis VI auszuwerten, seien die dort mitgeteilten Grenzbedingungen der einzelnen Fälle auf Gleichung 3) angewandt. Im Fall I erfordern zunächst die Bedingungen: $v_0' = 0$ und $v_0''' = 0$, daß $a_1 = a_3 = 0$ ist, wie man sich durch Differenzieren von Gleichung 3) und nachträgliches Einsetzen für

Zahlentafel.

u	$E_l:l$	$F_l:l^2$	$G_l:3l^3$	E_l'	$F_l':2l$	$G_l':2l^2$	$E_l''\cdot l$	F_l''	$G_l'':l$	$\Delta_{II}:l^4$	$\Delta_{III}:l^3$	$\Delta_{IV}:l^3$	$\Delta_V:l^4$	u
0	1·000 00	1·000 00	0·333 33	1·000 00	1·000 00	1·500 00	0·000 00	2·000 00	6·000 00	6·000 00	4·000 00	2·000 00	1·000 00	0
1								1·677 63						1
2								1·376 54						2
3								1·095 93						3
4								0·834 87						4
5	1·194 05	0·771 34	0·294 06	1·767 23	0·630 27	1·267 87	2·303 64	0·592 53	4 863 43	3,774 95	3 228 64	1·468 79	0·843 88	5
6								0·368 12						6
7								0·160 90						7
8								—0·029 96						8
9								—0·205 16						9
10	1·361 86	0·581 60	0.259 27	2·414 85	0·344 38	1 068 68	4·259 17	— 0·365 40	3·932 49	2·042 69	2 571 36	1·032 48	0·707 37	10
15	1·506 56	0·425 64	0·228 51	2·960 04	0·128 75	0·898 57	5·926 63	—0 965 67	3·178 08	0·725 10	2·014 73	0·678 30	0 588 41	15
18	1·583 50		0·211 82				6·810 66		2 799 31	0·104 82				18
19	1·607 64		0·206 54				7·088 21		2 684 22	- 0 076 74				19
20	1·631 03	0·298 85	0·201 38	3·417 99	—0·028 55	0·754 05	7·357 75	—1·286 45	2·574 39	—0·246 19	1·546 57	0·394 82	0·485 20	20
21	1·653 74		0·195 36				7 619 61		2 469 70	—0 404 33				21
25	1·737 84	0·197 13	0·177 51	3·802 03	—0·137 87	0·631 96	8 596 78	—1·393 65	2·098 67	—0 930 88	1,155 88	0·171 79	0 396 00	25
30	1·829 25	0·116 84	0·156 56	4·123 81	—0·208 19	0·529 48		—1·342 62	1 730 84		0 832 83	0·000 23	0 319 29	30
31	1·845 85		0·152 70	4·181 62		0·511 13						—0·028 66		31
32	1·861 95		0·148 92	4·237 41		0 493 40						—0·055 73		32
33	1·877 55		0·145 27	4·291 28		0 476 35						—0 081 44		33
34	1 892 63		0·141 69	4·343 31		0·459 92						—0·105 29		34
35	1·907 26	0 054 79	0·138 21	4·393 49	—0·247 26	0·444 09		—1·179 27	1·453 34		0 568 54	—0 127 68	0·253 70	35
40		0·008 11	0·122 21		—0·261 70	0·373 54		—0·941 37	1·250 73		0·355 26		0·197 94	40
45		— 0 025 71	0·108 26		—0·257 22	0 315 79		- 0·659 64	1·109 60		0 185 70		0 150 84	45
50		- 0 048 85	0·096 17		— 0·238 62	0·269 05		—0·358 59	1·018 34		0·053 72		0 111 41	50
52		—0·055 54	0·091 80					—0·237 14	0 993 50		0 010 13			52
53		—0·058 41	0·089 72					- 0·176 92	0·983 28		—0·009 82			53
54		—0 060 97	0·087 69					—0 116 96	0·974 43		—0 023 63			54
55		—0·063 23	0·085 73		-0·209 95	0 231 69		—0 057 50	0·966 88		—0 016 35		0 078 70	55
56		- 0·065 18	0 083 79					+0·001 34	0·960 60		—0·062 91			56
57		—0·066 91	0 081 94					+0·059 49	0·955 47		—0 078 54			57
60		—0·070 51	0.076 68		— 0·174 56	0·202 33							0·051 78	60
65		—0 072 17	0.068 98		—0·135 25	0·179 73							0·030 04	65
70		—0·069 41	0.062 36		—0·094 27	0·162 75							0·012 68	70
73		—0 066 12	0.058 89		—0·069 63	0·154 86							0·004 12	73
74		—0·064 80	0·057 78		—0·061 51	0·152 57							0 001 55	74
75		—0·063 35	0 056 78		—0·053 44	0 150 45							—0·000 86	75
76		—0·061 84	0·055 72		—0 045 40	0·148 48							—0·003 18	76
77		—0·060 21	0·054 73		—0 037 47	0 146 65							—0·005 36	77
80		—0·054 83	0·051 97		—0·014 18	0·141 99							—0 011 15	80
81		—0·052 97	0·051 10		—0 006 59	0·140 69							—0·012 88	81
82		—0·051 00	0·050 27		+0 000 85	0·139 51							—0·014 49	82
83		—0·048 96	0·049 48		0 008 16	0·138 44							—0·015 98	83
84		—0·046 88	0·048 69		0·015 37	0 137 48							—0·017 38	84
85		—0·044 76	0·047 94		0·022 43	0·136 62							—0.018 68	85

$x=0$ leicht überzeugt. Es bleibt also übrig: $v = a_2 F$; ferner bestehen noch die beiden Grenzbedingungen: $v_l'' = 0$ und $v_l''' = 0$. Da nun a_2 nicht Null sein kann, wenn überhaupt eine Lösung bestehen soll, so führt die erstere Bedingung zur Gleichung: $F_l'' = 0$; das heißt: Man differenziere F zweimal nach x, setze dann für $x = l$ ein und suche den kleinsten positiven Wurzelwert dieser Gleichung (man vergleiche die Zahlentafel), dem dann die kleinste Knicklast entspricht. Die noch übrig bleibende Bedingung $v_l''' = 0$ liefert nichts Neues mehr, sondern ist von selbst erfüllt, wie man erkennt, wenn man überlegt, daß im Falle I (und auch im Falle VI), wo keine Querkraft T auftritt, bereits die Gleichung $A\dfrac{d^3v}{dx^3} + \gamma(l-x)\dfrac{dv}{dx} = 0$ erfüllt ist, deren Differenzierung nach x Gleichung 2) liefert. Für $x = l$ folgt aber aus dieser Gleichung sofort $v_l''' = 0$ bzw. $F_l''' = 0$, wovon man sich gliedweise auch unmittelbar überzeugen kann. Es ergibt sich also:

$$F'' = \Big\{2 - lmx^2 + \frac{2m}{3}x^3 + \frac{l^2m^2}{3.4}x^4 - \frac{6lm^2}{3.4.5}x^5 + \frac{10m^2 - l^3m^3}{3\ldots 6}x^6 + + \frac{12l^2m^3}{3\ldots 7}x_7 - \ldots\Big\}$$

Setzt man hierin $x = l$ und für die dimensionslose Größe $ml^3 = \dfrac{\gamma l^3}{A} = u$ [13]), so lassen sich stets Glieder gleich hoher Potenzen von u zusammenziehen, und es entsteht schließlich folgende Reihe mit deutlich erkennbarem Bildungsgesetz:

$$F_l'' = 2 - \frac{1}{3}u + \frac{4}{3.4.5.6}u^2 - \frac{4.7}{3\ldots 9}u^3 + \frac{4.7.10}{3\ldots 12}u^4 - - \frac{4.7.10.13}{3\ldots 15}u^5 + \frac{4.7.10.13.16}{3\ldots 18}u^6 - \ldots$$

Da die Glieder dieser (und ebenso der folgenden) Reihe auch für einen noch so großen Wert von u, von einer gewissen Stelle angefangen, stets abnehmen und ihr Zeichen wechseln, so ist die Konvergenz offenbar.

Im Falle II findet man ebenso wegen $v_0'' = 0$ auch $a_2 = 0$, also $v = a_1 E + a_3 G$. Wegen $v_l = v_l'' = 0$ bestehen dann die beiden Gleichungen: $a_1 E_l + a_3 G_l = 0$

$a_1 E_l'' + a_3 G_l'' = 0$ die nur dann für a_1 und a_3 von Null verschiedene Werte zulassen, wenn die Determinante des Systems verschwindet:

$$\Delta_{II} = \begin{vmatrix} E_l & G_l \\ E_l'' & G_l'' \end{vmatrix} = 0$$

ist also die Bedingungsgleichung, deren kleinste positive Wurzel für u zugleich die kleinste Knicklast liefert.

Im Falle III findet man ebenso wegen $v_0 = 0$ auch $a_1 = 0$, womit bleibt: $v = a_2 F + a_3 G$. Wie früher folgt dann aus den beiden anderen Grenzbedingungen $v_l = v_l'' = 0$ die Bedingungsgleichung:

$$\Delta_{III} = \begin{vmatrix} F_l & G_l \\ F_l'' & G_l'' \end{vmatrix} = 0$$

Im Falle IV erfordert die Bedingung: $v_0'' = 0$, daß $a_2 = 0$ ist, weshalb $v = a_1 E + a_3 G$ bleibt. Ferner liefern die beiden Bedingungen: $v_l = v_l' = 0$ schließlich die Gleichung:

$$\Delta_{IV} = \begin{vmatrix} E_l & G_l \\ E_l' & G_l' \end{vmatrix} = 0$$

Im Falle V ergibt sich aus der Bedingung: $v_0' = 0$, daß $a_1 = 0$ ist, also $v = a_2 F + a_3 G$. Die beiden Bedingungen $v_l = v_l' = 0$ ergeben wieder die Gleichung:

$$\Delta_V = \begin{vmatrix} F_l & G_l \\ F_l' & G_l' \end{vmatrix} = 0$$

13) Im ersten Abschnitt wurde mit $u = \dfrac{\gamma s^3}{A}$ bezeichnet; wegen der örtlichen Trennung liegt zu Verwechslungen kein Anlaß vor.

Im Falle VI endlich folgt aus den Bedingungen: $v_0' = v_0''' = 0$, daß $a_1 = a_3 = 0$ ist. Von den beiden übrigen Grenzbedingungen: $v_l' = 0$ und $v_l''' = 0$ ergibt erstere die Gleichung: $F_l' = 0$, während letztere aus den bereits bei Fall I erörterten Gründen auf eine Identität führt.

Im folgenden seien nun zunächst die hier auftretenden 9 Reihen $E_l F_l G_l \; E_l' F_l' G_l' \; E_l'' F_l'' G_l''$ als Funktionen der dimensionslosen Veränderungen u angeschrieben, wie sie sich durch Rechnung, wie bei Fall I erörtert wurde, ergaben:

$$E_l = l\left\{1 + \frac{u}{2.3.4} - \frac{u^2}{2.4.5.6.7} + \frac{u^3}{2.4.5.7.8.9.10} - \frac{u^4}{2.4.5.7.8.10.11.12.13} + \frac{u^5}{2.4.5.7.8.10.11.13.14.15.16} - \cdots\right\}$$

$$F_l = l^2\left\{1 - \frac{u}{4.5} + \frac{u^2}{4.5.7.8} - \frac{u^3}{4.5.7.8.10.11} + \frac{u^4}{4.5.7.8.10.11.13.14} - \frac{u^5}{4.5.7.8.10.11.13.14.16.17} + \cdots\right\}$$

$$G_l = 3l^3\left\{\frac{1}{3} - \frac{u}{4.5.6} + \frac{u^2}{4.5.7.8.9} - \frac{u^3}{4.5.7.8.10.11.12} + \frac{u^4}{4.5.7.8.10.11.13.14.15} - \frac{u^5}{4.5.7.8.10.11.13.14.16.17.18} + \cdots\right\}$$

$$E_l' = \left\{1 + \frac{u}{2.3} - \frac{u^2}{3.4.5.6} + \frac{u^3}{3.4.6.7.8.9} - \frac{u^4}{3.4.6.7.9.10.11.12} + \frac{u^5}{3.4.6.7.9.10.12.13.14.15} - \cdots\right\}$$

$$F_l' = 2l\left\{1 - \frac{u}{3.4} + \frac{u^2}{3.4.6.7} - \frac{u^3}{3.4.6.7.9.10} + \frac{u^4}{3.4.6.7.9.10.12.13} - \frac{u^5}{3.4.6.7.9.10.12.13.15.16} + \cdots\right\}$$

$$G_l' = 2l^2\left\{\frac{3}{2} - \frac{u}{4.5} + \frac{u^2}{4.6.7.8} - \frac{u^3}{4.6.7.9.10.11} + \frac{u^4}{4.6.7.9.10.12.13.14} - \frac{u^5}{4.6.7.9.10.12.13.15.16.17} + \cdots\right\}$$

$$E_l'' = \frac{1}{l}\left\{\frac{u}{2} - \frac{u^2}{2.3.4.5} + \frac{u^3}{2.3.5.6.7.8} - \frac{u^4}{2.3.5.6.8.9.10.11} + \frac{u^5}{2.3.5.6.8.9.11.12.13.14} - \cdots\right\}$$

$$F_l'' = \left\{2 - \frac{u}{3} + \frac{u^2}{3.5.6} - \frac{u^3}{3.5.6.8.9} + \frac{u^4}{3.5.6.8.9.11.12} - \frac{u^5}{3.5.6.8.9.11.12.14.15} + \cdots\right\}$$

$$G_l'' = l\left\{6 - \frac{u}{4} + \frac{u^2}{5.6.7} - \frac{u^3}{5.6.8.9.10} + \frac{u^4}{5.6.8.9.11.12.13} - \frac{u^5}{5.6.8.9.11.12.14.15.16} + \cdots\right\}$$

Diese Funktionen werden nun für die Werte $u = 5, 10, 15$ usw. ermittelt (soweit sich dies als nötig erwies) und sind bloß an jenen Stellen dichter, nämlich für aufeinanderfolgende ganze Zahlen u, berechnet worden, in deren Nähe nach den Ergebnissen der beiden Näherungsverfahren die Wurzelwerte zu vermuten waren. Da hierbei alle Zahlengrößen auf 5 Dezimalen genau berechnet wurden, so kann man — nach entsprechender Berichtigung durch die fünfte Stelle — die ersten 4 Dezimalen als genau ansehen. Die Bezeichnung am Kopfe der Zahlentafel, z. B. $E_l : l$ usw. rührt daher, daß nur dimensionslose Größen, in obigen Reihen also z. B. die Ausdrücke in den geschweiften Klammern, nicht aber auch etwaige Faktoren davor, in die Zahlentafel aufgenommen wurden. Dasselbe gilt von den 4 beigefügten Funktionen Δ_{II} bis Δ_V.

Man entnimmt zunächst der Zahlentafel, daß die erste Nullstelle von F_l'' zwischen $u = 7$ und $u = 8$ liegt, näher bei letzterem Wert. Die genaue Berechnung liefert den Wert: $u_1 = 7{\cdot}8373_4$ [14]). Die andern Wurzelwerte wurden aus der Zahlentafel durch Einschaltung zweiten oder dritten Grades ermittelt, je nachdem ob in der Zahlentafel einer der beiden Nachbarwerte sich sehr wenig oder mehr von Null unterschied [15]). So fand sich im Falle II: $u_1 = 18{\cdot}569$, im Falle III: $u_1 = 52{\cdot}50$, im Falle IV: $u_1 = 30{\cdot}01$, im Falle V: $u_1 = 74{\cdot}64$. Fall VI ließ sich wie Fall I behandeln und lieferte: $u_1 = 18{\cdot}956_4$. Da auch die Funktionswerte (für $u = 5, 10, 15 \ldots$ usw.) für Werte von u vor dem ersten Wurzelwert u_1 (wo die Funktion also den Wert 0 annahm) berechnet wurden, so erkennt man, daß die angegebenen Werte u_1 wirklich die ersten Nullstellen der jeweiligen Funktionen darstellen.

Vergleicht man diese genauen Werte mit den durch die beiden Näherungsverfahren erzielten, so kann man sagen, daß dieselben — im Verhältnis der viel kleineren Rechenarbeit — verhältnismäßig gute Annäherungen ergeben, wenn man etwa von Fall V absieht, dessen doppelte Einspannung die bereits erwähnte nachteilige Wirkung auf die Genauigkeit der Näherungswerte hat. Immerhin weicht der verschärfte Wert 79·1 auch hier nur um 5·6 v H vom genauen Werte ab.

1, Beispiel: Eine Holzleiter hat 2 Holme von je 6 × 6 cm Querschnitt. Ihr Gewicht auf ein laufendes Meter ist 7·2 kg. Sie ist an ihrem oberen und unteren Ende einfach festgehalten; welche Länge l darf sie höchstens haben, wenn der Elastizitätsmodul des Holzes $E = 100\,000$ kg/cm² angenommen wird,

$$A = EJ = 100000 \cdot \frac{1}{12} \cdot 6 \cdot 6^3 \cdot 2 = 21\,600\,000 \text{ kg cm}^2 = 2160 \text{ kg m}^2,$$

$$\gamma = 7{\cdot}2 \text{ kg/m}; \quad \frac{7{\cdot}2 \text{ kg/m} \cdot l^3 \text{m}^3}{2160 \text{ kg m}^2} = 18{\cdot}569,$$

$$l = \sqrt[3]{\frac{18{\cdot}569 \cdot 2160}{7{\cdot}2}} = 17{\cdot}7 \text{ m}$$

2. Beispiel: Ein Verschalungsbrett ist an seinem unteren Ende fest eingespannt, während es erst 7 m höher einfach festgehalten werden kann; welche Dicke δ muß es mindestens erhalten, wenn $\gamma = 1$ kg/dm³ angenommen werden kann? Nimmt man z. B. die Breite des Brettes mit 1 cm an, so ist:

$$\gamma = 0{\cdot}001 \text{ kg/cm}^3 \cdot \delta \text{cm} \cdot 1 \text{ cm} = 0{\cdot}001\, \delta \text{ kg/cm}$$

$$A = EJ = 100\,000 \text{ kg/cm}^2 \cdot \frac{1}{12} \cdot \delta^3 \text{ cm}^3 \cdot 1 \text{ cm} = 8333\, \delta^3 \text{ kg cm}^2$$

$$\frac{0{\cdot}001 \delta \text{kg/cm} \cdot 343000000 \text{ cm}^3}{8333\, \delta^3 \text{kg cm}^2} = 52{\cdot}50; \quad \delta = \sqrt{\frac{0{\cdot}001 \cdot 343000000}{8333 \cdot 52{\cdot}50}} = 0{\cdot}885 \text{ cm}$$

Man wird also ein Brett von mindestens 1 cm Dicke auswählen müssen.

---

[14]) A. E. H. Love zitiert (Seite 488) Greenhills Wert 7·91, der bei R. Mayer, Die Knickfestigkeit, Seite 33, Fußnote, auf 7·826 verbessert wird. Hier wurde die Reihe F_l'' bis zum Glied mit u^6 (im ganzen also 7 Glieder) beibehalten und nach dem Newtonschen Verfahren die erste Nullstelle bestimmt. Das Glied mit u^6 beeinflußt nicht mehr die 5. Dezimale, so daß die ersten 4 Dezimalen als sicherstehend angesehen werden können.

[15]) Z. B. H. v. Sanden, Praktische Analysis, Teubner 1914, Seite 61, 62 oder Sporer, Sammlung Göschen, Niedere Analysis S. 77 ff.